

Tragverhalten von Spannbetonbiegegliedern unter praxisüblicher Schwellbeanspruchung bei Berücksichtigung von Vorspanngrad, Verbundart und Durchlaufwirkung

Abschlußbericht
vorgelegt von

Dipl.-Ing. K.-U. Voß
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3500 Braunschweig

Braunschweig im November 1990

Gefördert aus Mitteln der Stiftung Volkswagenwerk (Az. I/61 814)

Vorwort

Die Spannbetonbauweise erfährt gegenwärtig einen Wandel hinsichtlich der Anwendung einzelner Bauarten. Mit der Einführung der teilweisen Vorspannung ist zu erwarten, daß die volle und beschränkte Vorspannung mehr und mehr in den Hintergrund tritt. Neuere Bauweisen, wie etwa der Segmentbau und die Vorspannung ohne Verbund, die im Ausland bereits ein breites Anwendungsfeld besitzen, gewinnen an Bedeutung.

Untersuchungen zum Verhalten dieser neueren Spannbetonbauarten unter Gebrauchsbedingungen sind daher notwendig.

Der vorliegende Bericht behandelt diese Thematik und beschreibt experimentelle Untersuchungen an biegebeanspruchten Spannbetonbalken und -plattenstreifen unter schwellender Belastung. Mit diesem Bericht wird das Forschungsvorhaben "Tragverhalten von Spannbetonbiegegliedern unter praxisüblicher Schwellbeanspruchung bei Berücksichtigung von Vorspanngrad, Verbundart und Durchlaufwirkung" abgeschlossen.

Die Verfasser danken der Stiftung Volkswagenwerk für die zur Durchführung der Untersuchungen bereitgestellten Mittel.

Die Litzenspannglieder für die Herstellung der Versuchskörper mit Vorspannung ohne Verbund wurden von der Firma SUSPA - Spannbeton GmbH kostenlos zur Verfügung gestellt. Für diese großzügige Entlastung des Forschungsetats sei der Firma SUSPA herzlich gedankt.

Die experimentellen Arbeiten und die Aufbereitung und Auswertung der Meßdaten erforderte die engagierte Mitwirkung zahlreicher Kolleginnen und Kollegen des Instituts. Die Verfasser bedanken sich an dieser Stelle für die stets sorgfältige und zuverlässige Durchführung dieser Arbeiten.

Braunschweig, im November 1990

Die Verfasser

Inhaltsverzeichnis

Literaturverzeichnis

Bezeichnungen

1. Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Konzeption des Versuchsprogramms	5
2. Versuchsprogramm	9
2.1 Versuchskörper	9
2.2 Materialkennwerte	17
2.2.1 Beton	17
2.2.2 Beton- und Spannstähle	17
2.3 Herstellung der Versuchskörper	20
2.4 Versuchsaufbau	22
2.5 Messungen während der Versuchsdurchführung	22
2.6 Vorspannen	26
3. Versuchsdurchführung	27
3.1 Versuchsablauf	27
3.2 Versuche an Einfeldbalken	28
3.3 Versuche an Plattenstreifen	34
3.4 Versuche an Zweifeldträgern	37
4. Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse	42
4.1 Allgemeines	42
4.2 Durchbiegungen unter Schwellast im Gebrauchslastbereich	42
4.3 Rißbildung	45
4.4 Betondehnungen	53
4.5 Stahldehnungen	54
4.6 Auflagerkräfte der Zweifeldträger	56
4.7 Spannkraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund	56

III

5. Bewertung der Versuchsergebnisse	64
5.1 Teilweise vorgespannte Bauteile mit nachträglichem Verbund	64
5.2 Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund	67
5.3 Segmentbauteile unter Schwellbeanspruchung	69
6. Zusammenfassung	72

Anhang: 93 Anlagen

Literaturverzeichnis

- /1 / Cordes, H.; Lapp-Emden, M.: Untersuchung zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung. RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Bericht Nr. 18/84 (1984)
- /2 / Müller, H. H.: Dauerschwingfestigkeit von Spanngliedern. Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 12/1986, S. 804 - 808
- /3 / Rigon, C.; Thürlimann, B.: Fatigue Tests on Post-tensioned Concrete Beams. Versuchsbericht Nr. 8101-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel, August 1985
- /4 / Oertle, J.: Reibermüdung einbetonierter Spannkabel. Bericht Nr. 166, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Zürich, September 1988.
- /5 / Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. Heft 310 des DAfStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1980
- /6 / Kordina, K.; Weber, V.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund in Abhängigkeit von Größe und Dauer der Schwellbeanspruchung. Forschungsbericht des Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, November 1984
- /7 / Kordina, K.; Weber, V.: Rißbildung von Segmentbauteilen in Abhängigkeit von Querschnittsausbildung und Spannstahlverbundeigenschaften. Heft 350 des DAfStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1984
- /8 / Kordina, K.; Teutsch, M.; Voß, K.-U.: Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund. Forschungsbericht des Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, März 1990
- /9 / DIN 4227 Teil 1 : Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Ausgabe 7/88
- /10 / DIN 4227 Teil 2 : Spannbeton, Bauteile mit teilweiser Vorspannung, Vornorm, Ausgabe 5/84

- /11/ DIN 4227 Teil 3 : Spannbeton, Bauteile in Segmentbauart; Bemessung und Ausführung der Fugen, Vornorm, Ausgabe 12/83
- /12/ DIN 4227 Teil 6 : Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund, Ausgabe 5/82
- /13/ CEB - FIP Modelcode 90; Ausgabe 1990
- /14/ Iványi, G.; Buschmeyer, W.
Versuche an Biegetragwerken mit Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der GHS Essen, Heft 20, Mai 1981
- /15/ Iványi, G.; Buschmeyer, W.
Versuche zur Schubtragfähigkeit an Balkentragwerken mit Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der GHS Essen, Heft 31, Juli 1985
- /16/ Iványi, G.; Buschmeyer, W.
Fallstudie zum Biegetragverhalten bei teilweiser Vorspannung
Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der GHS Essen, Heft 32, Juli 1985
- /17/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Hegger, J.
Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund,
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1984
- /18/ Kordina, K.; Hegger, J.
Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1986
- /19/ Weller, B.:
Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Durchlaufträgern mit Vorspannung ohne Verbund.
Heft 391 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1988
- /20/ Kordina, K.; Teutsch, M.:
Einfluß von Größe und Dauer praxisüblicher Schwellbeanspruchung auf die Gebrauchsfähigkeit segmentärer und teilweise vorgespannter Betonbauteile
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, April 1985

- /21/ Cornelissen, H. A. W.:
Constant amplitude tests on plain concrete in uniaxial tension - compression
Report Nr. 5-84-1, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering,
1984
- /22/ Eibl, J.; Häußler, U.; Retzepis, J.:
Zur numerischen Ermittlung der Vorspannkkräfte bei Vorspannung ohne Verbund
Bauingenieur 65, Springer - Verlag 1990, S. 227 - 233
- /23/ Hegger, Josef:
Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken
Dissertation TU Braunschweig, 1985
- /24/ Vielhaber, J.:
Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau
Dissertation TU Berlin, 1989
- /25/ Zimmermann, Josef:
Tragverhalten und Systemtragfähigkeit von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund,
Dissertation, RWTH Aachen, 1985
- /26/ Eibl, Josef; Voß, Walter:
Zwei Autobahnbrücken mit externer Vorspannung
Beton- und Stahlbetonbau 84, Heft 11, 1989
- /27/ Dilger, W.:
Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr
Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung
DAfStb., Heft 179, Verlag Wilh. Ernst und Sohn, Berlin 1966

Bezeichnungen			
A_b	Fläche des Betonquerschnitts	N_v	Druckkraft im Betonquerschnitt inf. Vorspannung
A_s	Fläche des Betonstahlquerschnitts	R	aufnehmbare Schnittgröße
A_v	Fläche des Spannstahlquerschnitts	S	aufzunehmende Schnittgröße
β_P	Prismendruckfestigkeit des Betons	σ_{bv0}	zentrischer Vorspannanteil im Beton
β_R	Rechenfestigkeit des Betons	σ_s	Spannung im Betonstahl
β_W	Würfeldruckfestigkeit des Betons	σ_z	Spannung im Spannstahl
β_{bz}	Betonzugfestigkeit	u	Umlenklasten inf. Vorspannung
β_{ss}, β_s	Streckgrenze des Betonstahles	w	Rißbreite
β_{zs}, β_s	Streckgrenze des Spannstahles	W_b	Widerstandsmoment des Betonquerschnitts
β_z	Zugfestigkeit des Spannstahles	Z_v	Zugkraft im Spannglied inf. Vorspannung
γ	(Teil-) Sicherheitsbeiwert		
d	Bauteilhöhe		
d_s	Stabdurchmesser (Betonstahl)		
E_b	E-Modul des Betons		
E_s	E-Modul des Betonstahles		
E_z	E-Modul des Spannstahles		
ϵ_{bu}	Betonstauchung im rechnerischen Bruchzustand		
ϵ_{zu}	Spannstahldehnung im rechnerischen Bruchzustand		
f	Durchbiegung		
F	einwirkende Einzellast		
g	Linienlast infolge Eigengewicht		
h_s	stat. Höhe der schlaffen Bewehrung		
h_z	stat. Höhe der Spannstahlbewehrung		
I_b	Trägheitsmoment des Betonquerschnitts		
κ	Vorspanngrad		
l	Stützweite		
μ_s	Betonstahlbewehrungsgrad		
M_D	Dekompressionsmoment		
M_{gebr}	Gebrauchslastmoment		
M_p	Biegemoment inf. äußerer Last		
M_u	rechn. Bruchmoment des Querschnitts		
M_v^0	stat. bestimmte Wirkung aus Vorspannung		
M_v'	stat. unbestimmter Anteil aus Vorspannung		
n	Lastwechselzahl		

1 Einleitung

Im vorliegenden Forschungsbericht werden experimentelle Untersuchungen an biegebeanspruchten Spannbetonbalken und -plattenstreifen unter schwellender Belastung dargestellt, die im Rahmen eines von der Stiftung Volkswagenwerk geförderten Forschungsvorhabens am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt wurden. An insgesamt 19 Versuchskörpern wurde das Trag- und Verformungsverhalten bei schwellender Belastung studiert und durch umfangreiche Messungen belegt. Im Mittelpunkt des Interesses standen dabei die Auswirkungen auf die Gebrauchsfähigkeit von Spannbetonbauteilen, insbesondere also auf Durchbiegungen und Rißbreiten.

Wesentliche Parameter der Untersuchung waren der Vorspanngrad, die Verbundart der Spannglieder und das statische System. Die Versuchsergebnisse werden in diesem Bericht dargestellt und interpretiert mit dem Ziel, die Kenntnisse über das Verhalten von Spannbetonbauteilen unter Biegeschwellbeanspruchung im Gebrauchslastbereich zu vertiefen.

1.1 Problemstellung

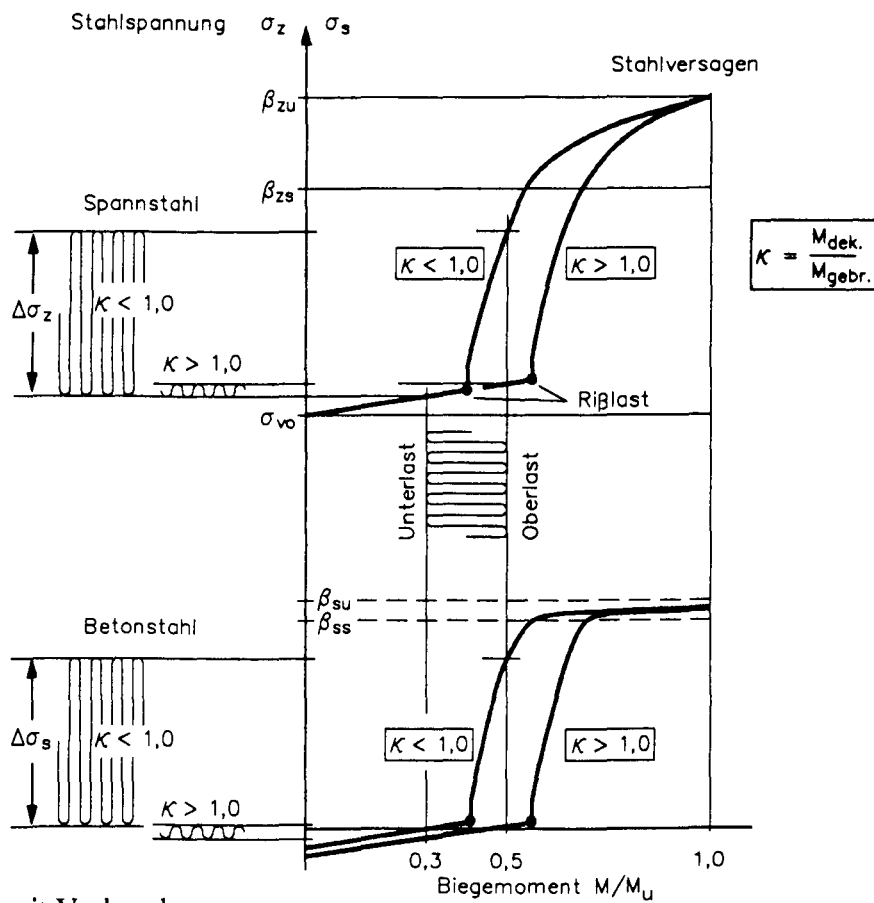
Die Mehrzahl der Tragwerke ist während ihrer Nutzung wiederholten Be- und Entlastungen ausgesetzt. Dabei treten in den Werkstoffen Spannungsschwankungen auf, die je nach Größe und Häufigkeit zu Strukturveränderungen führen können. Diese können sowohl die Tragfähigkeit des Bauwerks als auch seine Gebrauchsfähigkeit beeinträchtigen. Es bleibt in hohem Maße dem Urteilsvermögen des entwerfenden Ingenieurs überlassen, ob bei einer Konstruktion die Auswirkungen wechselnder Verkehrslasten im Hinblick auf Materialermüdung genauer zu untersuchen sind. Die Lastnormen geben lediglich allgemeine Hinweise dazu, wann eine Verkehrslast als nicht vorwiegend ruhend einzustufen ist.

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit unter Wechsellasten ist die Ermüdungsfestigkeit der Baustoffe von Bedeutung, die erheblich unterhalb der statischen Festigkeit liegen kann. Massivbaukonstruktionen weisen in der Regel eine hohe Sicherheit gegen ein Ermüdungsversagen auf. Dies gilt insbesondere für ungerissene Spannbetonbauteile mit voller oder beschränkter Vorspannung, da die Spannungsschwankungen in den Bewehrungselementen im Zustand I weit unterhalb der Ermüdungsfestigkeit bleiben.

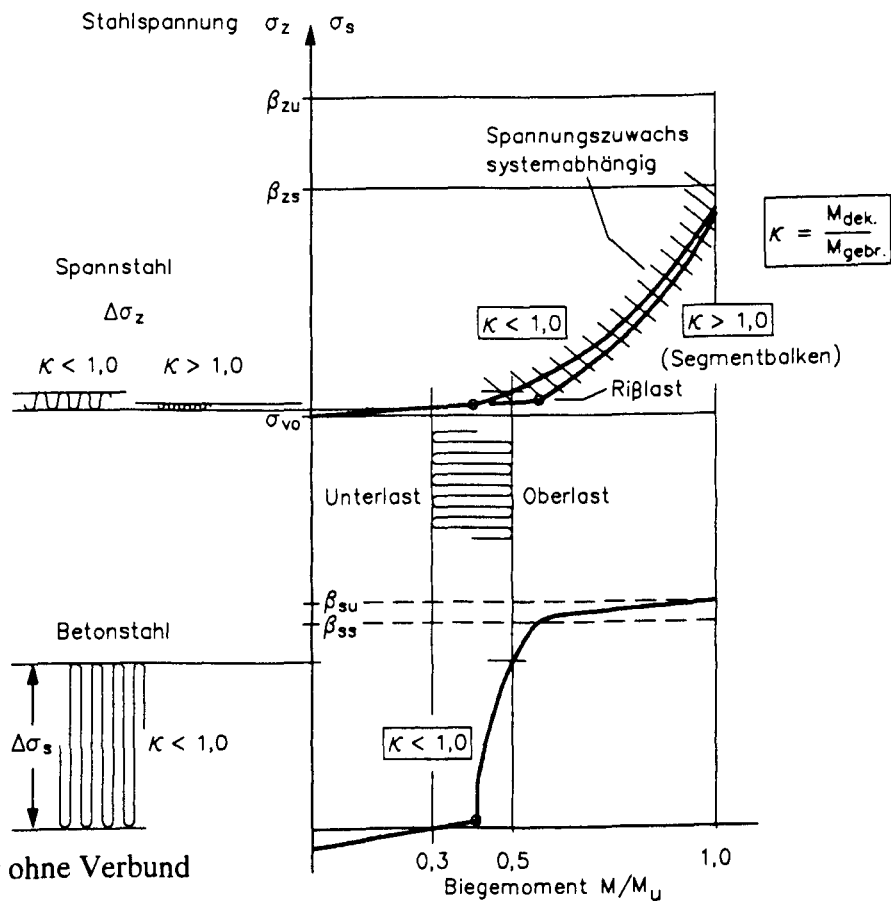
Die Verhältnisse ändern sich beim Übergang in den gerissenen Zustand. Wegen des Ausfalls der Betonzugzone im Rißquerschnitt wächst die Spannungsschwingbreite in den Bewehrungselementen deutlich an. Bild 1a zeigt qualitativ den Verlauf der Betonstahl- und Spannstahlspannungen eines vorgespannten, biegebeanspruchten Querschnitts. Bei Belastung oberhalb der Rißlast, wie sie bei teilweise vorgespannten Konstruktionen planmäßig erfolgt, ist daher das Problem der Materialermüdung zu beachten. Die verstärkte Anwendung der teilweisen Vorspannung forcierte in den vergangenen 10 Jahren Forschungsarbeiten zur Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern unter den Bedingungen der teilweisen Vorspannung. Mehrere experimentelle Untersuchungen an gekrümmt geführten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zeigten, daß das Ermüdungsverhalten einbetonierter, injizierter Spannglieder wesentlich ungünstiger sein kann als das nackter, gerader Spanngliedproben im Zulassungsversuch (/1/ bis /4/). Als maßgebende Ursache wurden Scheuerbewegungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr im Rißbereich bei gleichzeitiger Wirkung von Querpressungen erkannt. Dieses Phänomen, das zu einer beträchtlichen Verminderung der Dauerschwingfestigkeit führt, ist unter dem Begriff Reibkorrosion aus dem Maschinenbau bekannt.

Bei Vorspannung ohne Verbund (Bild 1b) bleiben die Schwingbreiten im Spannstahl auch oberhalb der Rißlast vergleichsweise klein. Die Spannungsänderungen in den Spanngliedern ergeben sich aus dem Integral der Betondehnungen in Spanngliedhöhe und sind damit vom Verformungsverhalten des Gesamtsystems abhängig. Der wesentliche Anteil des Spannungsanstiegs in Spanngliedern ohne Verbund tritt erst nach deutlicher Überschreitung der Rißlast auf. Die Gefahr der Materialermüdung besteht daher hauptsächlich für die Betonstahlbewehrung, die im gerissenen Zustand den Hauptanteil der Zugkraftdifferenz infolge Wechsellast übernimmt.

Bei den hier durchgeführten Untersuchungen standen neben der Frage der Materialermüdung die Auswirkungen nicht ruhender Lasten auf das Bauteilverhalten unter Gebrauchsbedingungen im Vordergrund. In diesem Zusammenhang sind die Entwicklung der Durchbiegungen und Rißbreiten unter wechselnder Belastung von Interesse. Besondere Berücksichtigung erfuhren Bauteile mit teilweiser Vorspannung, Vorspannung ohne Verbund und Segmentbauteile.



a) Spannglieder mit Verbund



b) Spannglieder ohne Verbund

Bild 1.1: Qualitative Stahlspannungen eines biegebeanspruchten Spannbetonquerschnitts

Grundlegende Untersuchungen zur Bedeutung der Spannglieder für die Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen unter statischer Last werden u. a. in /5/ beschrieben. Dabei stand das Verbundverhalten und die Verbundfestigkeit von Spanngliedern in verpreßten Hüllrohren und deren Beitrag zur Rißbreitenbeschränkung im Mittelpunkt. Untersuchungen an Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter Zugschwellbeanspruchung zeigen, daß eine Lockerung des Verbundes zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel eintritt, als dessen Folge eine Erhöhung der Spannungen in der Betonstahlbewehrung und eine Vergrößerung der Rißbreiten zu erwarten ist /6/. Auf Bauteilebene ist die Frage zu beantworten, ob aus diesen, die Verteilung der Steifigkeiten beeinflussenden Auswirkungen bei statisch unbestimmten Konstruktionen auch Schnittgrößenumlagerungen unter Schwellast entstehen.

Die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund ist erst in den letzten 10 Jahren neu belebt worden, hauptsächlich bei der Vorspannung von Flachdecken. Die geringe Akzeptanz dieser Bauweise wird u. a. mit Befürchtungen hinsichtlich der fehlenden Möglichkeit zur Kontrolle der Rißbildung begründet. Zahlreiche Forschungsarbeiten, z.B. /14/ bis /19/, zeigen jedoch, daß bereits ein geringer Anteil Betonstahlbewehrung ausreicht, um ein duktileres Tragverhalten mit ausreichender Risseverteilung zu erzielen. Dieses in Traglastversuchen beobachtete Verhalten sollte hier unter Schwellbeanspruchung überprüft werden. Versuche an statisch unbestimmten Bauteilen, in der Praxis die Mehrzahl der Konstruktionen, sollten des weiteren einen Beitrag zur Bestimmung des Spannstahl - Spannungszuwachses im Bruchzustand liefern.

Die Untersuchung von Segmentbauteilen erfolgte vordringlich mit dem Ziel, die Abhängigkeit der Fugenspaltbreite von einer Schwellbeanspruchung zu klären. Obwohl bei dieser, vorwiegend im Brückenbau eingesetzten Bauweise für den Gebrauchszustand eine Mindestdruckspannung in der Segmentfuge gefordert wird, zeigen Erfahrungen aus dem Ausland, daß ein Aufklaffen der Fuge unter bestimmten Bedingungen nicht immer verhindert werden kann. Bei Segmentbauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund ist die Beschränkung der Fugenspaltbreite im wesentlichen abhängig von der Verbundgüte zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel. Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten dieser Bauteile unter statischer Last sind für Vorspannung mit nachträglichem Verbund in /7/, für Vorspannung ohne Verbund in /8/ dargestellt. Die hier durchgeführten Versuche schließen an diese Untersuchungen an und behandeln das Tragverhalten unter schwellender Belastung.

1.2 Konzeption des Versuchsprogramms

Das Versuchsprogramm umfaßte insgesamt 19 Einzelversuche, die sich folgenden 3 Teilgebieten zuordnen lassen:

- 1) Versuche an statisch bestimmt und unbestimmt gelagerten Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund
- 2) Versuche an Segmentbalken mit nachträglichem Verbund sowie mit Vorspannung ohne Verbund unter Schwellbeanspruchung im erhöhten Gebrauchslastbereich
- 3) Versuche an statisch bestimmt und unbestimmt gelagerten, teilweise vorgespannten Biegetraggliedern mit nachträglichem Verbund.

Bild 1.2 gibt einen Überblick zu den durchgeführten Versuchen. Neben der Verbundart als Hauptparameter sind hier auch das statische System und die Querschnittsform mit angegeben.










Versuchs bez.	Vorspannart	System	Querschnitt
OV-1	teilw. Versp. ohne Verbund	Einfeldträger	
OV-2	volle Versp., ohne Verbund	—	2 
OV-3	teilw. Versp. ohne Verbund	—	
OV-4	teilweise Vorspannung ohne Verbund	Zweifeldträger	
OV-5		—	
OV-6		—	2 
OV-7		—	
SV-1	volle Versp., ohne Verbund	Segment/Einfeld	4 
SV-2	—, ohne Verbund	—	
SV-3	—, nachträg. Verbund	—	
SV-4	—, nachträg. Verbund	—	
TV-1	Teilweise Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Einfeldträger	2 
TV-2		—	
TV-3		Zweifeldträger	4 
TV-4		—	
TV-5		—	
TV-6		—	
TV-7		—	2 
TV-8		—	

Bild 1.2: Übersicht zum Versuchsprogramm

Zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit und des Korrosionsschutzes der Betonstahlbewehrung bei Vorspannung ohne Verbund fordert DIN 4227 Teil 6 in Abschnitt 10.1 eine Beschränkung der Rißbreite entsprechend dem vorgesehenen Verwendungszweck. Diese Anforderung ist durch geeignete Wahl von Bewehrungsgehalt, Stahlspannung und Stabdurchmesser und einen entsprechenden Rißbreitennachweis zu erfüllen. Bei Deckenplatten des üblichen Hochbaus mit Dicken $d \leq 40$ cm kann dieser Nachweis beim Erfüllen gewisser Minimalforderungen hinsichtlich der Kombination von zentrischem Vorspannteil und Bewehrungsgehalt entfallen. Bei Platten ohne Betonstahlbewehrung muß zur Beschränkung der Rißbreite die Ausmitte des Lastangriffs, d.h. daß Verhältnis von Biegemoment zu Normalkraft, im Gebrauchszustand begrenzt werden. Bei den bisherigen umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund, u. a. /14/ bis /19/, standen die Bedingungen für ein duktiler Tragverhalten des Systems, die Rißbildung und das Biege- und Schubtragverhalten unter monoton gesteigerter Last im Vordergrund. Besonderes Augenmerk galt dabei dem Spannungszuwachs der Spannglieder im Bruchzustand, um daraus für die Bemessungspraxis geeignete Näherungsverfahren zur Bestimmung der Bruchsicherheit abzuleiten.

Die hier untersuchten Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund entsprachen weitgehend den Anforderungen an ein duktiler Tragverhalten, d.h. sie waren bis auf den Plattenstreifen OV-2 mit Betonstahl bewehrt. Bei den 3 Versuchen an einem statisch bestimmt gelagerten Balken und zwei Plattenstreifen sollte vor allem der Einfluß einer Schwellbeanspruchung auf die Entwicklung der Rißbreiten und des Rißbildes studiert werden. Da bei verbundlos vorgespannten Bauteilen in vielen Fällen ein sprunghafter Anstieg der Biegerißbreiten infolge einer horizontalen Rißvergabelung beobachtet wurde, war zu überprüfen, ob eine Schwellbeanspruchung diese unerwünschte Form der Rißbildung möglicherweise verstärkt.

Obwohl die überwiegende Zahl der Spannbetonkonstruktionen als statisch unbestimmte Tragwerke ausgeführt werden, sind an Durchlaufträgern mit Vorspannung ohne Verbund bisher nur wenige experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden /19/. Ziel dieses Teils des Forschungsvorhabens war es daher, in einem Traglastversuch im Anschluß an die Schwellbeanspruchung die Spannkraftzunahme zu ermitteln und die Gültigkeit der verfügbaren Näherungsansätze für statisch unbestimmte Tragwerke zu überprüfen. Unter Schwellbeanspruchung ist hier auch die Frage möglicher Schnittgrößenumlagerungen im Tragwerk infolge ungleicher, durch dynamische Belastungen erzeugter Steifigkeitsverteilung von Interesse. Bei diesen Versuchen waren auch feldweise wechselnde Belastungen vorgesehen.

Der zweite Block der durchgeführten Versuche umfaßte Bauteile in Segmentbauart. Der Segmentbrückenbau ist ein vor allem in Frankreich und den USA verbreitetes Bauverfahren, bei dem vorgefertigte Überbauelemente in Tragwerk - Längsrichtung mit Spanngliedern zusammengespannt werden. Einsatzgebiet sind besonders Brücken über mehrere Felder mit annähernd gleicher Bauhöhe und Stützweite, da hier die Vorteile der Serienfertigung voll zur Geltung kommen. Die Spannglieder können sowohl mit nachträglichem Verbund als auch ohne Verbund ausgeführt werden. Verzichtet man auf den Verbund der Spannglieder, können diese auch extern, also außerhalb des eigentlichen Betonquerschnitts, liegen.

Bedenken gegenüber einer Anwendung der Segmentbauweise gründen sich hauptsächlich auf die Frage der Dichtigkeit von Hüllrohren an Stoßstellen im Bereich der Segmentfugen und die geringen Möglichkeiten zur Rißbreitenbeschränkung in den Segmentfugen. Da eine die Fugen übergreifende Betonstahlbewehrung mit ihren guten Verbundeigenschaften fehlt, müssen bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund die Spannglieder zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten aktiviert werden. Hierzu sind in /7/ experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt worden.

Bei Verwendung von Spanngliedern ohne Verbund ist eine Kontrolle der Fugenspaltbreiten oberhalb der Dekompressionslast praktisch nicht möglich. Schon bei kleinen Laststeigerungen über die Dekompressionslast hinaus öffnet sich die Fuge sehr rasch. Da das Korrosionsschutzsystem der Spannglieder aber unabhängig von der Betonummantelung ist, beeinträchtigt die offene Fuge nur dann die Dauerhaftigkeit der Konstruktion, wenn Risse die Spannglieder kreuzen. Hier zeigen sich die Vorteile extern geführter Spannglieder. Dennoch sollten die Segmentfugen schon aus ästhetischen Gründen im Gebrauchszustand überdrückt bleiben. Für diese Bauweise kommt daher nur volle oder gar übervolle Vorspannung in Betracht.

Erfahrungen an einigen in den USA ausgeführten Segmentbrücken mit Vorspannung ohne Verbund zeigen jedoch, daß trotz einer rechnerisch übervollen Vorspannung Risse nicht ausgeschlossen werden können. Ursache hierfür können z.B. Langzeitverformungen sein, die zu einem Abbau der planmäßigen Vorspannung führen, oder rechnerisch nicht berücksichtigte Zwängungen aus Temperatur und Setzung.

In 4 Versuchen an Segmentbalken sollte daher das Tragverhalten nach Überschreiten der Dekompressionslast bei schwellender Beanspruchung untersucht werden. In 2 Versuchen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund sollten Aussagen zur Wirksamkeit der Spannglieder bei Begrenzung der Fugenspaltbreiten unter dynamischer Bela-

stung gemacht werden. Dabei konnte auf die Erfahrungen der in /6/ und /20/ beschriebenen experimentellen Forschungsvorhaben zurückgegriffen werden. Bei den dort beschriebenen Versuchen kamen allerdings gerippte und glatte Einzelstäbe zum Einsatz, während hier ausschließlich Litzenspannglieder verwendet wurden. Die in /6/ an kleinen Ausziehkörpern ermittelten Ergebnisse zeigen, daß bei Litzenspanngliedern die Verbundfestigkeit unter schwellender Belastung deutlich niedriger liegt als im statischen Ausziehversuch. Die Auswirkungen dieses Verhaltens sollten auf Bauteilebene unter praxisüblichen Lastwechselbeanspruchungen überprüft werden. Zum direkten Vergleich wurden 2 Versuche an Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund herangezogen. Das Verhalten unter Schwellast wird bei dieser Vorspannart nicht durch eine Veränderung des Verbundverhaltens beeinträchtigt. Wegen der geringen Schwingbreite im verbundlosen Spannstahl besteht auch keine Ermüdungsgefahr der Spannglieder. Hier bestimmt im wesentlichen das zeitabhängige Verformungsverhalten der Betondruckzone das Biegetragverhalten des Systems unter Schwellast.

Während die Segmentbauteile ausschließlich als Einfeldträger geprüft wurden, gliederte sich der dritte Versuchsabschnitt an Bauteilen mit nachträglichem Verbund wiederum in 2 Teile:

Im ersten Teil wurden in Anlehnung an die untersuchten Segmentbalken 2 Einfeldbalken in monolithischer Bauweise, ebenfalls vorgespannt mit Litzenspanngliedern, geprüft. Dabei stand die Entwicklung der Rißbildung, die Bauteildurchbiegungen und -steifigkeiten sowie mögliche Spannungsumlagerungen zwischen Spannstahl und Betonstahl im Vordergrund. Das Auftreten dieser Umlagerungen kann aufgrund der unterschiedlichen Verbundmechanismen vermutet werden. Die 2 durchgeführten Versuche können in diesem Zusammenhang nur als erste Tastuntersuchungen angesehen werden.

Der zweite Teil dieses Abschnitts ist als Ergänzung zu den ohne Verbund vorgespannten Zweifeldträgern dem Tragverhalten statisch unbestimmter Systeme mit teilweiser Vorspannung zugeordnet. Neben der Frage der Ermüdungsfestigkeit der Spannglieder, die, wie bereits oben erwähnt, durch die bei gekrümmt verlegten Spanngliedern entstehenden Reibdauerbeanspruchungen stark herabgesetzt wird, war hier die Schnittgrößenverteilung im statisch unbestimmten System zu behandeln. Dazu gehört auch die Entwicklung der Zwängungsmomente aus Vorspannung und ihr Einfluß auf die Traglast. Infolge schwelender Belastung sind zunehmende Rißbildung und damit einhergehend eine Veränderung der Steifigkeiten zu erwarten. Da in statisch unbestimmten Systemen die Verteilung der Schnittkräfte von den Steifigkeiten abhängt, könnten hier unter Umständen Schnittkraftumlagerungen auf Systemebene auftreten.

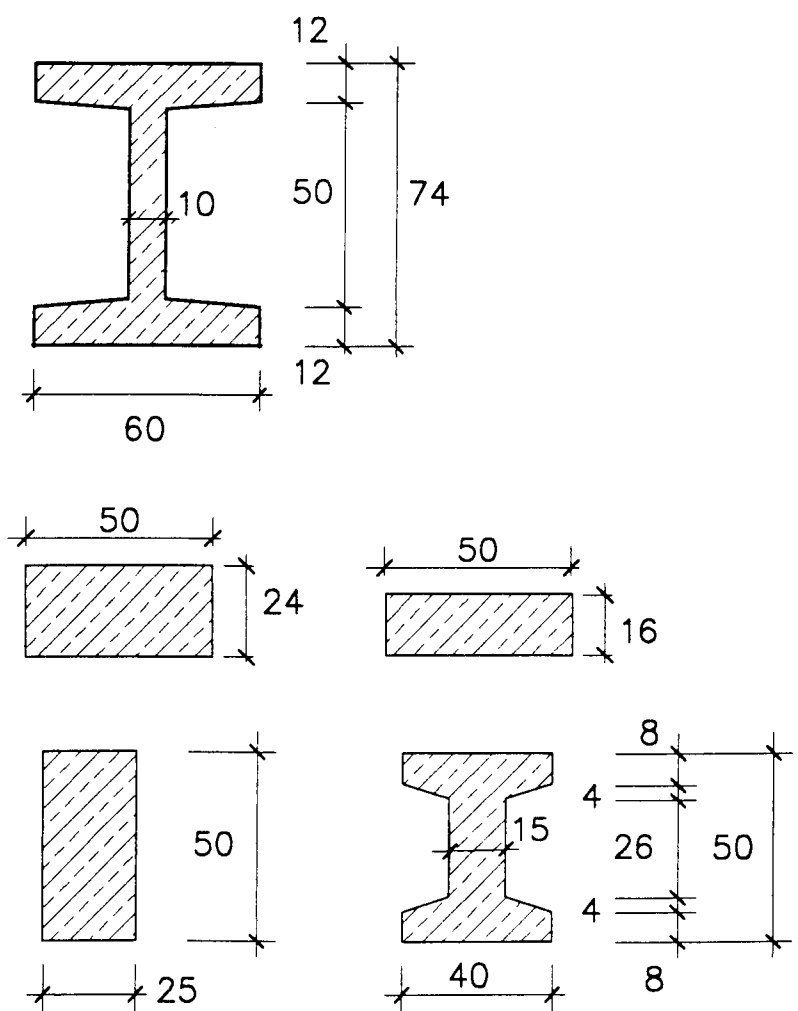
2. Versuchsprogramm

2.1 Versuchskörper

Eine Übersicht zu den 19 Versuchen mit zugehörigen Versuchsbezeichnungen wurde bereits in Bild 1.2 gegeben. Die untersuchten Einfeldträger besaßen eine Stützweite von 6,00 m, die Zweifeldträger hatten eine Stützweite von $2 \cdot 3,50$ m. Diese Abmessungen ergaben sich aus betrieblichen und versuchstechnischen Gründen. Die Seiten A1 bzw. A2 des Anhangs zeigen den Versuchsaufbau für Einfeld- bzw. Zweifeldträger.

In Bild 2.1 sind die Querschnitte mit ihren Abmessungen und Querschnittswerten dargestellt. Die Einfeldsysteme wurden, abgesehen von den zwei Plattenstreifen mit Rechteckquerschnitt, mit stark profilierten Querschnitten von 74 cm Bauhöhe bei einer Stegbreite von 10 cm ausgeführt. Damit ergab sich eine Schlankheit von $l/d = 8,1$. Für die Segmentbalken wurden Segmentlängen von 75 cm gewählt, so daß das Verhältnis von Segmentlänge zu -höhe mit $75/74 \approx 1$ etwa den üblichen Verhältnissen im Brückenbau entsprach. Im Auflagerbereich erhielten die schmalen Stege eine Verstärkung, um einen vorzeitigen Bruch der Krafteinleitungszone zu verhindern. Durch die gewählten Abmessungen konnte die Vergleichbarkeit mit vorhergehenden Untersuchungen in /7/ und /8/ sichergestellt werden. Die 3 geprüften Plattenstreifen hatten Rechteckquerschnitte mit $b/d = 50/24$ bei den Einfeldsystemen bzw. $b/d = 50/16$ beim Zweifeldsystem OV-4. Damit ergaben sich Schlankheiten von $l/d = 25$ bzw. $l/d = 22$. Die restlichen Zweifeldträger besaßen eine Querschnittshöhe von 50 cm, so daß hier eine Schlankheit von $l/d = 7$ vorhanden war.

Die Spannglieder aus Einzellitzen mit 0,5" und 0,6" Durchmesser waren bei den Einfeldbalken geradlinig im Untergurt geführt, bei den Plattenstreifen dagegen ausmittig in Anpassung an die Momentenlinie. Für die Zweifeldbalken wurde eine parabelförmige Spanngliedführung gewählt mit einer Ausrundung über der Mittelstütze, bei der der minimale Krümmungsradius geringfügig unterschritten wurde. Lediglich im Versuch TV-5 wurden 3 Litzen geradlinig im Ober- und Untergurt geführt. Die Spanngliedführung ist für die unterschiedlichen Systeme in Bild 2.2 dokumentiert. Die zentrische Vorspannung $\sigma_{bv0} = N_{v0}/A_b$ der Versuchskörper lag zwischen $0,72 \text{ N/mm}^2$ beim Zweifeldträger TV-3 mit einer einzelnen 0,5"-Litze und $4,9 \text{ N/mm}^2$ bei dem mit 4 Monolitzen ohne Betonstahlbewehrung ausgeführten Plattenstreifen OV-2.



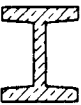




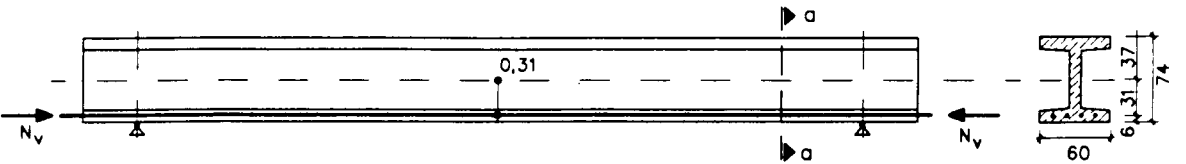
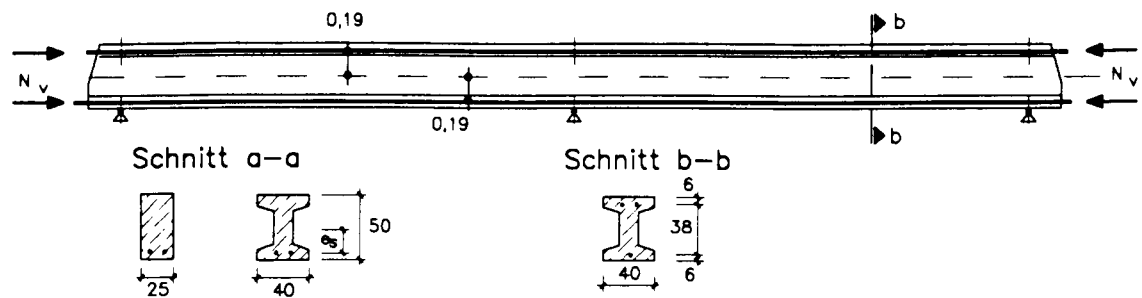
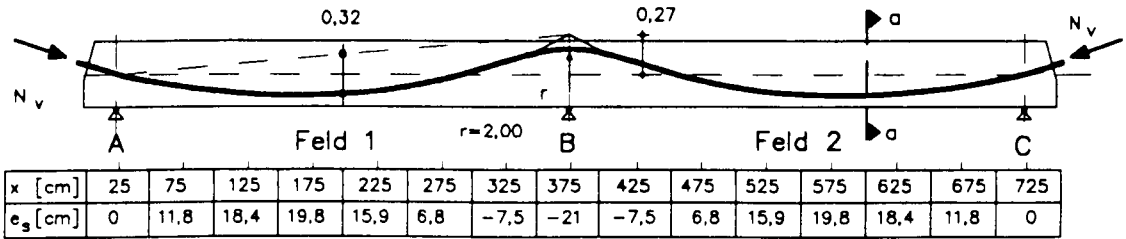
Querschnitt	Versuch	$A_b \text{ [m}^2\text{]}$	$I_b \text{ [m}^4\text{]}$	$W_b \text{ [m}^3\text{]}$
	OV-1 SV-1 bis SV-4 TV-1, TV-2	0,194	0,015053	0,04068
	OV-2 OV-3	0,120	0,000576	0,00480
	OV-4	0,080	0,000171	0,00213
	OV-5 TV-7, TV-8	0,125	0,002604	0,01042
	OV-6, OV-7 TV-3 bis TV-6	0,125	0,003604	0,01442

Bild 2.1: Querschnittsabmessungen und Brutto - Querschnittswerte

Einfeldbalken



Zweifeldbalken



Plattenstreifen

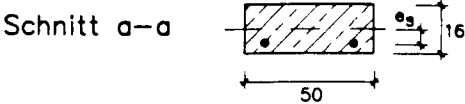
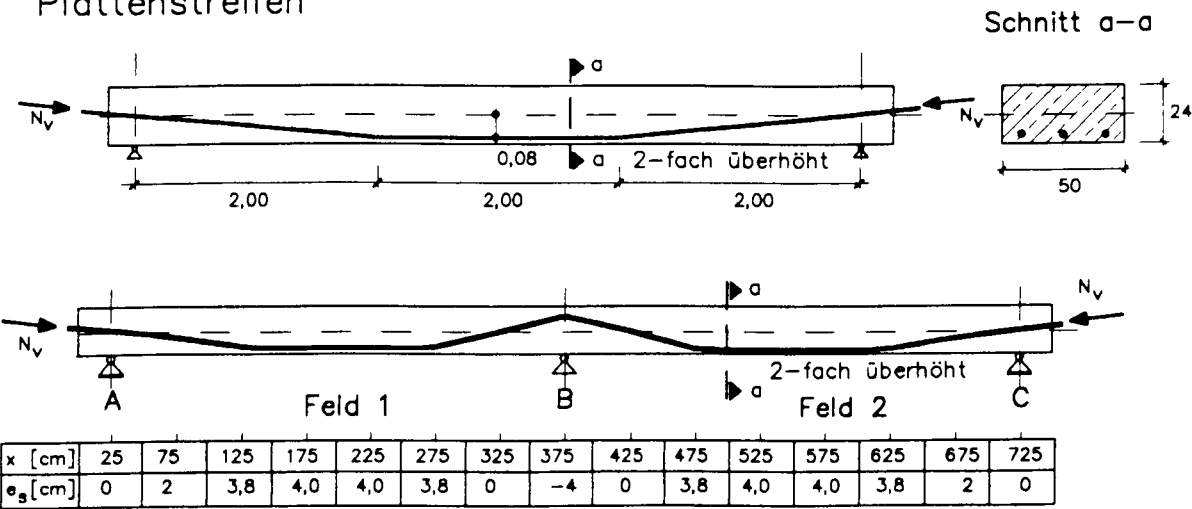


Bild 2.2: Spanngliedführung

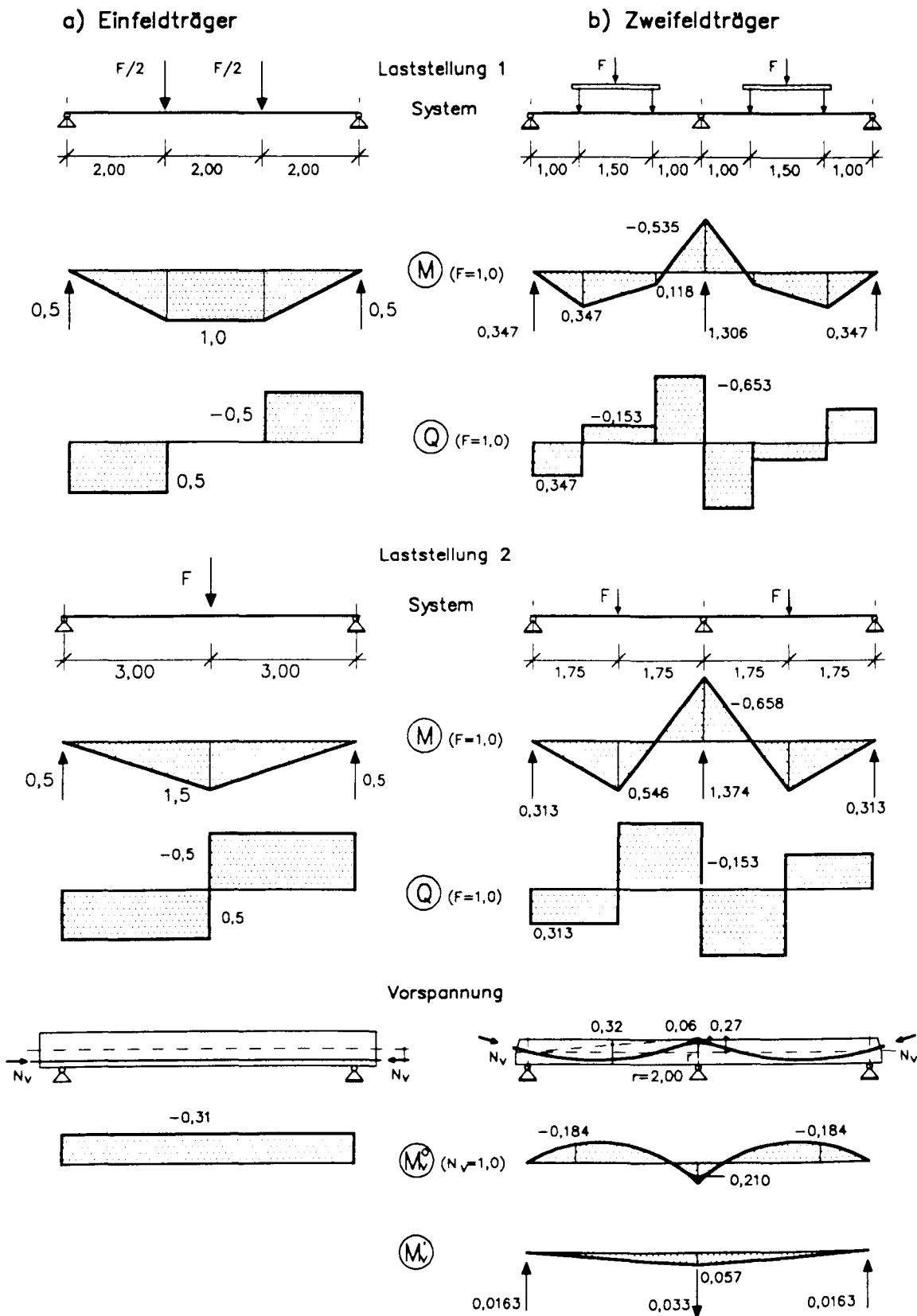


Bild 2.3: Statisches System und Schnittgrößen nach E - Theorie

Alle Versuchskörper bis auf die Segmentbalken und den Plattenstreifen OV-2 waren zusätzlich mit Betonstahl bewehrt, so daß ein duktiler Tragverhalten zu erwarten war. Nach DIN 4227 Teil 6, Abs. 10.1 kann bei Deckenplatten des üblichen Hochbaus mit Dicken $d \leq 40$ cm die Begrenzung der Rißbreiten durch eine Betonstahlbewehrung mit vorgegebenem Bewehrungsgehalt nach Abs. 10.3 der Norm erfolgen. Diese Nachweisgrenze wurde im Versuch OV-3, der zusätzlich zu den 3 Monolitzen durch 8 \varnothing 10 bewehrt war, für Schwellasten geprüft. Demgegenüber war der Plattenstreifen OV-2 mit 4 Monolitzen ohne zusätzliche Biegezugbewehrung im Verbund bewehrt. Die Rißbreitenbegrenzung erfolgt hier nach Abs. 10.1, c) der Norm durch Begrenzung der Ausmitte des Lastangriffs $e = |M/N|$. Detaillierte Bewehrungspläne sowie die Lage der Meßstellen enthält der Anhang.

In Bild 2.3 sind die statischen Systeme mit den untersuchten Laststellungen und die Schnittgrößenverteilungen nach Elastizitätstheorie infolge äußerer Last und Vorspannung dargestellt. Die Zweifeldträger wurden teilweise auch mit feldweise unsymmetrischen Lasten gefahren, um mögliche Schnittkraftumlagerungen infolge Schwellbelastung näher zu untersuchen. Darauf wird bei Beschreibung der Einzelversuche noch näher eingegangen.

Eine Zusammenstellung der Versuche mit einigen wesentlichen Parametern zur Vorspannung und Bewehrung, geordnet nach Einfeldbalken, Plattenstreifen und Zweifeldbalken, zeigen die Bilder 2.4 bis 2.6.

Da die Schwellbeanspruchung im Bereich der Gebrauchslasten erfolgen sollte, war zunächst der Gebrauchszustand zu definieren. Hierzu war die Ermittlung der rechnerischen Biegebruchmomente erforderlich, um daraus die Gebrauchslasten abzuleiten. Die Ermittlung der Biegebruchlast erfolgte bei den Versuchsbalken mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund nach DIN 4227 Teil 1 unter Ansatz der vorgesehenen Nennfestigkeiten und der angestrebten Sollwerte für die Spannkkräfte ohne Berücksichtigung von Langzeitverlusten. Bei den Versuchskörpern mit Vorspannung ohne Verbund mußte eine Annahme hinsichtlich des im Bruchzustand zu erwartenden Spannstahl - Spannungszuwachses getroffen werden. Für die Plattenstreifen wurde dazu das in Abs. 14.2 von DIN 4227 Teil 6 angegebene Näherungsverfahren herangezogen. Bei den Balkentragwerken wurde für den Einfeldträger ein konstanter Wert von $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$ angesetzt, während die Biegebruchmomente der Zweifeldträger ohne Berücksichtigung eines Spannstahl - Spannungsanstiegs ermittelt wurden. Da diese in DIN 4227 Teil 1 angegebenen Werte den tatsächlichen Spannungsanstieg für die vorliegenden Verhältnisse erheb-

lich unterschätzen, konnten bei diesen Versuchen deutlich höhere experimentelle Bruchlasten erwartet werden.

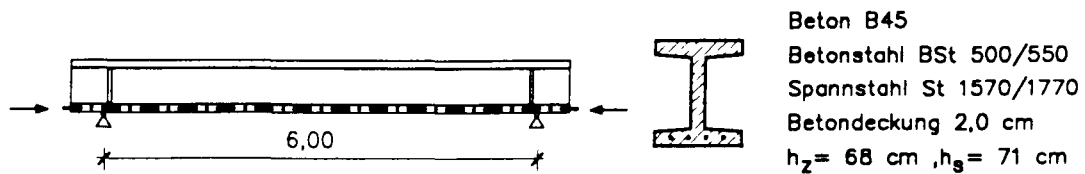
Das Gebrauchsmoment M_{gebr} wurde aus dem 1,75-fachen Abstand zum rechnerischen Bruchmoment ermittelt. Das derart definierte Gebrauchsmoment lag bei allen Versuchen oberhalb des Dekompressionsmoments, so daß unter Gebrauchslasten Zugspannungen in der vorgedrückten Zugzone und als Folge davon Bieegerisse zu erwarten waren.

Bei segmentären Bauteilen nach DIN 4227 Teil 3 wird der Gebrauchszustand außer durch den Abstand zur Biegetragfähigkeit von zwei weiteren Bedingungen bestimmt:

- Vorhalten einer Mindestdruckspannung von 0,5 bzw. 1,0 N/mm² in der Segmentfuge unter Gebrauchslasten
- Nachweis zur Beschränkung der Fugen - Rißbreite nach Abs. 7, DIN 4227 Teil 3 für Segmentbalken mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Bei Segmentbauteilen mit nachträglichem Verbund bestimmt im allgemeinen die Forderung nach Einhaltung einer Mindestdruckspannung die zulässige Gebrauchslast. Bei Segmentbauteilen mit verbundlosen Spanngliedern dagegen kann, wegen des niedrig anzusetzenden Spannstahl - Spannungszuwachses, auch der Abstand zur Bruchlast maßgebend werden. In Bild 2.4 ist daher das durch den Abstand zum Biegebruchmoment definierte Gebrauchsmoment M_{gebr} und das aus Einhaltung einer Druckspannung von 1,0 N/mm² in der Segmentfuge ermittelte Moment M_{gebr1} angegeben. Für die Zweifeldträger ist in Bild 2.6 lediglich das rechnerische Bruchmoment für den Feld- bzw. Stützquerschnitt aufgeführt.

Die Schubtragfähigkeit der Versuchskörper wurde in allen Fällen so bemessen, daß ein Biegebruch als maßgebende Versagensursache zu erwarten war.

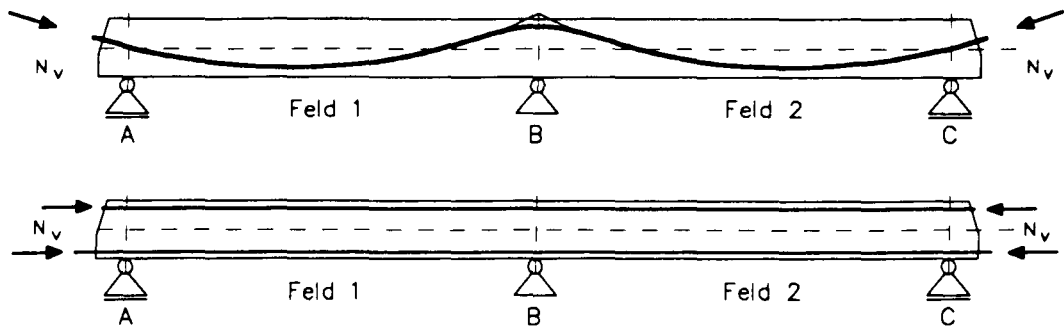


	ohne Verbund	nachträglicher Verbund		Segmentbalken			
	OV-1	TV-1	TV-2	ohne Verbund		nachträgl. Verbund	
				SV-1	SV-2	SV-3	SV-4
Vorspannung A_V [mm ²] N_V [kN]	4 Litzen 0,6' 560 616	5 Litzen 0,5' 500 488		4 Litzen 0,6' 560 616		5 Litzen 0,5' 500 488	
Biegezugbewehrung A_S [mm ²] μ_S [%]	6 Ø10 471 0,26	12 Ø10 942 0,52	8 Ø10 628 0,34	konstrukt. Bewehrung d. Segmente 6 Ø 6 oben und unten			
Vorspanngrad $\kappa = M_D / M_{gebr}$ $\lambda = \frac{A_z \cdot \beta_{z,0.2}}{A_z \cdot \beta_{z,0.2} + A_s \cdot \beta_s}$ zentr. Vorspannung $\sigma_{bv0} = N_{v0} / A_b$ [N/mm ²]	0.97 0.79 3.4	0.58 0.62 2.7	0.66 0.71 2.7	1.25 1.00 3.4	1.27 1.00 3.8	1.23 1.00 2.7	1.23 1.00 2.7
Bruchmoment M_U [KNm]	595	818	712	441	493	508	512
Gebrauchsmoment $M_{gebr} = M_U / 1.75$ M_{gebr1} [KNm]	340	467	440	252 288	282 333	290 220	293 220
Dekompress.moment M_D [KNm]	329	270	270	316	357	270	270

Bild 2.4: Versuche an Einfeldbalken

	Einfeld-Plattenstreifen		Zweifeld-Plattenstreifen
	OV-2	OV-3	OV-4
Querschnitt			
Vorspannung A_V N_{v0} [KN]	4 Litzen 0,6" 560 585	3 Litzen 0,6" 420 378	2 Litzen 0,6" 280 308
Biegezugbewehrung A_S [mm ²]	— 0	8 Ø 10 628	2 Ø 6 + 2 Ø 10 (Mittelaufleger) 214
Vorspanngrad κ $\sigma_{bv0} = N_{v0} / A_b$ [N/mm ²]	0.93 4.9	0.57 2.9	0.71 3.9
M_U [KNm] $M_{gebr} = M_U / 1.75$ M_D [KNm]	132 75 70	132 75 46	59 Stütz.mom. 34 24

Bild 2.5: Versuche an Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund



	ohne Verbund			mit nachträglichem Verbund					
	OV-5	OV-6	OV-7	TV-3	TV-4	TV-5	TV-6	TV-7	TV-8
Querschnitt									
Vorspannung Spgl.führung	2 Monolitzen 0,6" Parabel			1 Litze 0,5" Parabel		3 Litzen 0,6" Gerade	1 Litze 0,6" Parabel		
A _v [mm ²]	280	280	280	100	140	420	140	140	140
N _v [kN]	280	280	280	90	130	420	130	130	130
Biegezugbewehrung Feld	4 Ø 10	6 Ø 6	6 Ø 8	6 Ø 6	4 Ø 6,2 Ø 10	4 Ø 6,2 Ø 10	4 Ø 6,2 Ø 10	4 Ø 10	4 Ø 10
A _s [mm ²]	314	170	302	170	270	270	270	314	314
μ _s [%]	0,25	0,14	0,24	0,14	0,22	0,22	0,22	0,25	0,25
Stütze	5 Ø 10	4 Ø 6,2 Ø 10	4 Ø 6,2 Ø 10	4 Ø 6,2 Ø 10	4 Ø 6,2 Ø 8	4 Ø 6,2 Ø 8	4 Ø 6,2 Ø 8	4 Ø 10	2 Ø 10
A _s [mm ²]	393	270	270	270	214	214	214	314	157
μ _s [%]	0,31	0,22	0,22	0,22	0,17	0,17	0,17	0,25	0,13
Bruchmoment									
M ₁	176 *	147 *	175 *	102	170	140	148	150	150
M _u [KNm]									
M _B	221	232	198	167	179	222	151	171	134
M ₂	226	147	175	102	170	140	148	150	150
zentr. Vorspannung σ _{bv0} = N _{v0} / A _b [N/mm ²]	2,24	2,24	2,24	0,72	1,04	3,36	1,04	1,04	1,04

* ermittelt mit Δσ_{vo} = 0 N/mm²

Bild 2.6: Versuche an Zweifeldbalken

2.2 Materialkennwerte

2.2.1 Beton

Für alle Balkenversuche wurde eine Betonfestigkeitsklasse B 45 angestrebt, für die Plattenstreifen sollte der im Hochbau üblichere B 35 erreicht werden. Als Zement kam ein güteüberwachter Portland - Zement PZ 35F zum Einsatz, bei einem Wasser-Zement-Wert von 0,55 bis 0,66 betrug der Zementgehalt 330 bis 320 kg/m³. Zur Vermeidung von Betonfehlstellen wurde bei den profilierten Querschnitten ein Betonverflüssiger der Firma Woermann eingesetzt. Die verwendete Menge betrug 1 % des Zementgewichtes. Die genaue Frischbetonzusammensetzung kann Bild 2.7 entnommen werden.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden während des Betonierens der Versuchsbalken zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betongüte (Lagerung nach DIN 1048) sowie die Festigkeitsentwicklung des Betons der Versuchskörper ermittelt wurden. Die Mittelwerte dieser Untersuchungen aus jeweils 3 Probekörpern sind in Bild 2.8 zusammengefaßt.

2.2.2 Beton- und Spannstähle

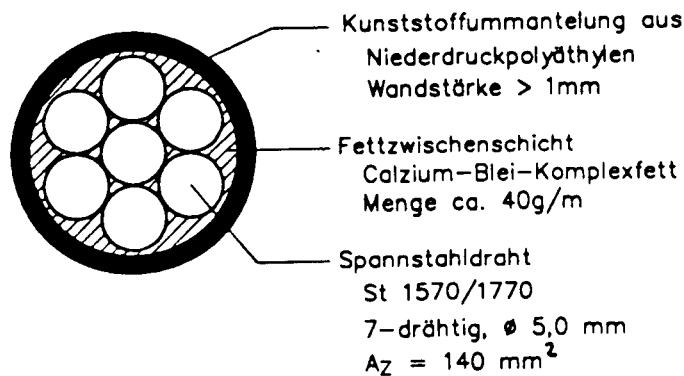
Für die Bügel- und Längsbewehrung wurden Betonstähle der Güte BSt 500/550 RK verwendet. Als Spannstahlbewehrung wurden für die ohne Verbund vorgespannten Versuchskörper 0,6" - Monolitzen der Firma SUSPA mit einer Nennquerschnittsfläche von 140 mm² der Stahlgüte St 1570/1770 eingesetzt. Diese Litzen aus 7 Einzeldrähten werden in mit Fett gefüllten PE - Kunststoffhüllrohren geliefert. Als Spannbewehrung mit nachträglichem Verbund wurden Einzellitzen der Firma ALLSPANN mit gleicher Stahlgüte und einem Durchmesser von 0,5" bzw. 0,6" verwendet. Diese werden in Blechhüllrohren Durchmesser 22/27 im Bauteil verlegt und nach dem Betonieren mit Zementmörtel verpreßt. Bild 2.9 zeigt die verwendeten Spannlieder im Schnitt. Die an Materialproben gewonnenen Kennwerte der Beton- und Spannstähle sind in Bild 2.10 zusammengefaßt.

Bez.	Anteile je m frisch verdichtetem Beton						Ausbreitmaß in cm
	Zement	Wasser	0/2	2/8	8/16	16/32	
B 35	320	211	785	689	292	192	38
B 45	330	181	793	689	294	195	34

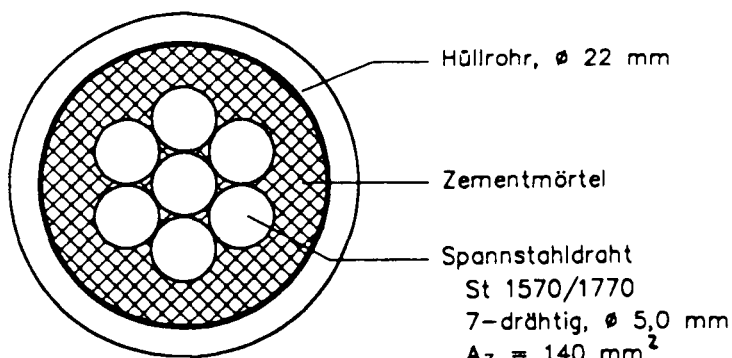
Bild 2.7: Frischbeton - Zusammensetzung und Ausbreitmaß

Versuch	Druckfestigkeiten [N/mm ²]				E-Modul E_b [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit β_{sz} [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit β_{bz} [N/mm ²]
	β_{w1}	β_{w28}	β_w	β_p			
OV-1	42	59	58	47,6	29157	3,13	3,68
OV-2	32	44	49	40,0	27140	2,67	3,60
OV-3	36	46	39	38,0	26983	2,05	4,20
OV-4	31	45	45	32,2	25313	2,73	3,31
OV-5	42	57	52	37,9	27210	3,34	3,05
OV-6	30	43	46	38,6	25047	2,94	3,10
OV-7	36	49	47	38,5	25400	2,82	3,37
SV-1	1	40	55	55	46,0	30307	3,28
	2	38	48	51	41,3	29340	2,86
SV-2	1	38	50	46	40,5	27512	2,73
	2	42	55	50	40,4	28263	2,81
SV-3	1	39	51	51	40,3	28773	3,06
	2	41	53	55	42,8	29283	3,11
SV-4	1	47	61	63	49,6	30403	3,20
	2	49	61	59	46,4	29823	3,10
TV-1	44	58	61	49,6	29350	3,18	3,76
TV-2	44	53	53	44,1	29050	2,80	4,22
TV-3	35	51	57	43,1	28320	3,60	4,26
TV-4	36	46	46	36,7	28270	3,10	3,66
TV-5	40	53	58	43,2	30227	3,22	4,67
TV-6	29	43	45	39,2	27180	2,86	3,62
TV-7	33	46	47	36,7	26613	3,17	3,52
TV-8	36	50	-	41,3	28290	-	-

Bild 2.8: Festbetoneigenschaften



a) Monolitze ohne Verbund



b) Litzenspannglied mit nachträglichem Verbund

Bild 2.9: Querschnitt der verwendeten Spannglieder

Versuch	Stahl	Ø d _s [mm]	A _s [mm ²]	β _s [N/mm ²]	β _z [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
OV- 1 2 3 4 5 6 7	BSt 500/550	6	29	549	615	21,3
		8	51	575	677	20,9
		10	78	541	642	18,8
	ST 1570/1770	0,6"	140	1670	1818	—
SV- 1 2 3 4	BSt 500/550	6	29	542	613	21,5
		8	51	577	689	20,5
		10	79	595	719	21,3
	ST 1570/1770	0,6"	140	1641	1784	—
TV- 1 2 3 4 5 6 7 8	BSt 500/550	6	33	469	639	16,7
		8	51	573	666	21,7
		10	79	614	718	20,0
	ST 1570/1770	0,5"	100	1748	1939	—
	ST 1570/1770	0,6"	140	1766	1881	—

Bild 2.10: Festigkeiten der Beton- und Spannstähle

2.3 Herstellung der Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden in den institutseigenen Werkstätten hergestellt und instrumentiert. Die Betonstahlbewehrung wurde in Form von vorgefertigten Bewehrungskörpern in die Schalung eingebaut, nachdem ausgewählte Längsstäbe und Bügel zuvor mit Dehnmeßstreifen versehen worden waren. Diese Meßstellen sind in den Bewehrungsskizzen der Anlagen A4 bis A22 eingetragen.

Es folgte der Einbau der Spannglieder, die in Abständen von ca. 50 cm durch Traversen gehalten waren (Bild 2.11 - 2.13). Die später zu verpreßenden Spannglieder mit Verbund waren zuvor mit Dehnmeßstreifen beklebt und in die Hüllrohre geschoben worden. Zum Herausführen der Anschlußkabel wurden kleine Öffnungen in das Hüllrohr geschnitten, durch die die Kabel herausgezogen werden konnten. Anschließend wurden diese Fenster wieder abgeklebt. Die Spannkraften der Monolitzen konnten direkt mit Kraftmeßdosen gemessen werden, die zwischen die Keilverankerung der Litze und eine in die Stirnfläche des Versuchsbalkens einbetonierte Ankerplatte aufgesetzt wurden. Wegen des geringen Reibungsbeiwertes dieser Spannglieder kann von einer über die Spanngliedlänge konstanten Spanngliedkraft ausgegangen werden. Diese Annahme bestätigte sich beim Vorspannen der Versuchskörper durch Vergleich der Spannkraft am Festanker und an der Spannprese. Durch Verwendung einer speziell für Versuchszwecke entwickelten Gewindehülse am Spannanker trat beim Umsetzen der Spannkraft von der Spannprese auf die Ankerplatte kein Keilschlupf auf.

Das Verdichten des Frischbetons erfolgte sowohl mit Innen- als auch Außenrüttlern, so daß auch die teilweise schwer zugänglichen Untergurte der profilierten Querschnitte einwandfrei hergestellt werden konnten. Parallel zu den Versuchskörpern wurden die erforderlichen Beton - Begleitkörper für die Güteprüfung und Erhärtungsprüfungen angefertigt.

Während der ersten sieben Tage nach dem Betonieren wurden alle Balken unter feuchten Tüchern gelagert, die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle. Zum gefahrlosen Transport und um ein vorzeitiges Aufreißen der Biegezugzone zu verhindern, wurde bei den schlanken Plattenstreifen und den Segmentbalken vor dem Umsetzen der Versuchskörper eine Teilvorspannung aufgebracht. Unter dem Prüferüst wurde, nachdem der Prüfkörper gegebenenfalls durch zusätzliche Holzstempel unterstützt worden war, diese Teilvorspannung abgelassen, um die Nullmessung im entlasteten Zustand ohne Vorspannung durchführen zu können.

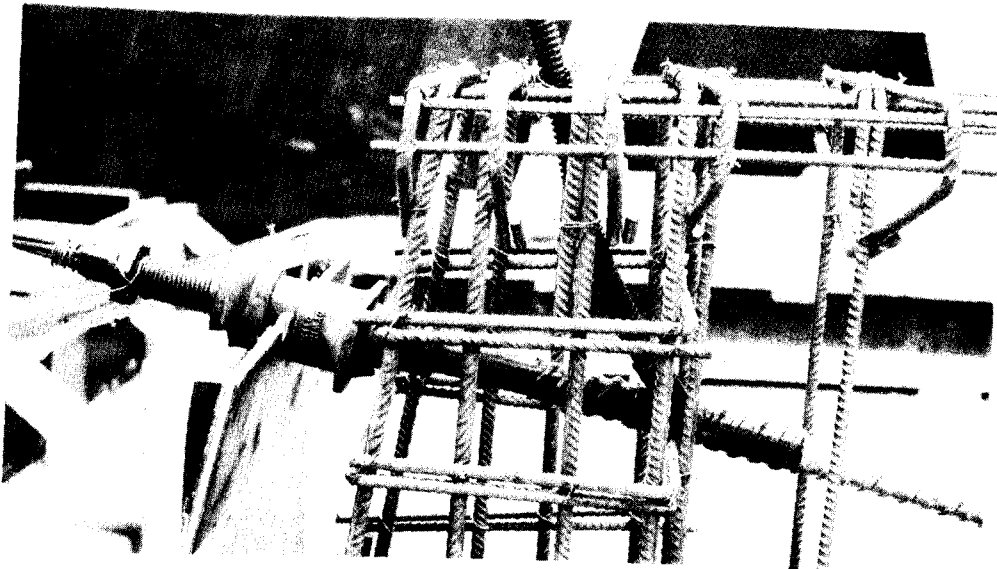
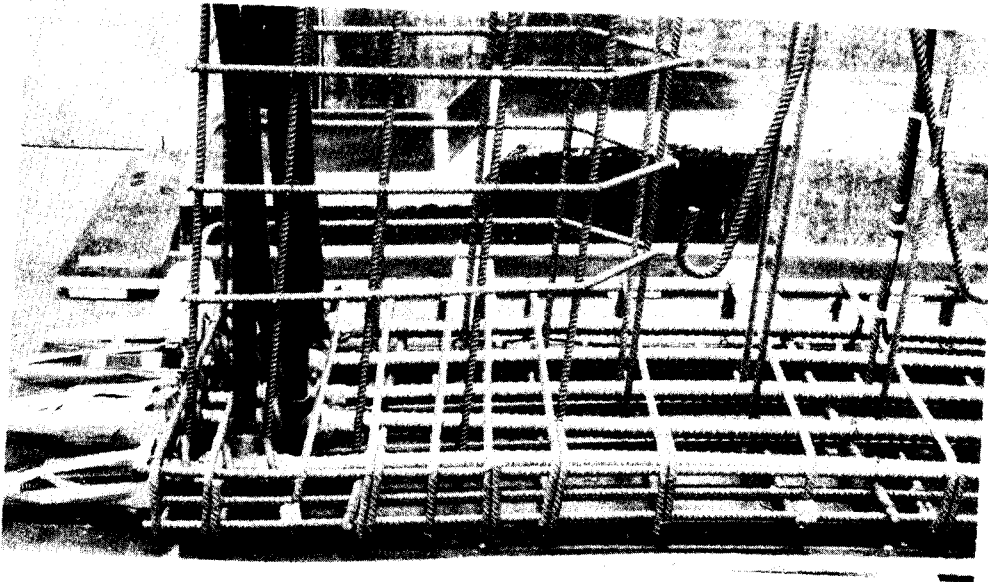
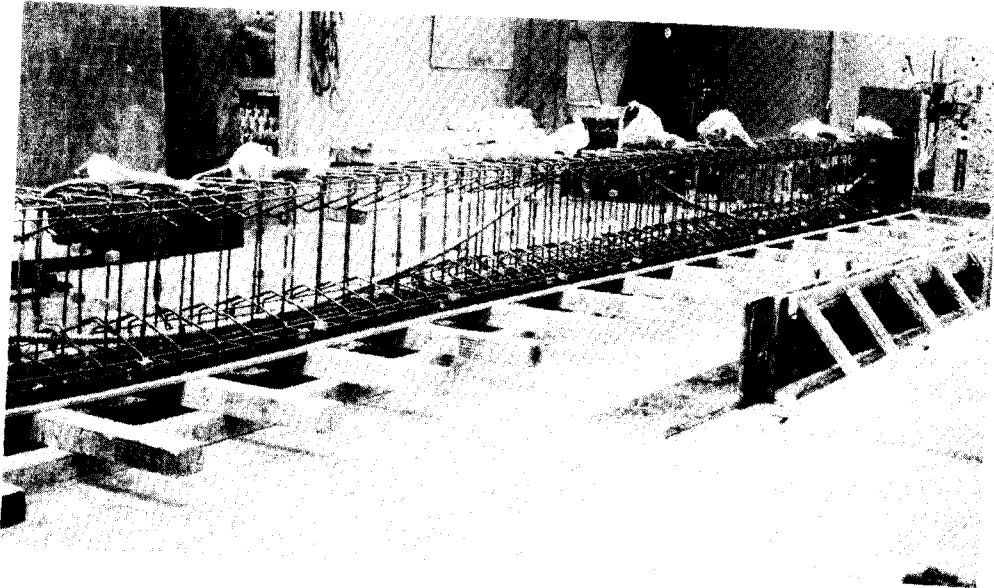


Bild 2.11 bis 2.13: Bewehrung der Versuchsbalken

2.4 Versuchsaufbau

Die Anlagen A1 bzw. A2 zeigen eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus.

Bei den Einfeldträgern bildete ein Halbrund das Festlager im Auflagerpunkt B, während das andere Auflager verschieblich auf einer Rolle angeordnet war. Erfahrungen aus vorangegangenen Versuchen hatten gezeigt, daß bei dieser Auflagerung keine nennenswerten Lagerverformungen auftreten, so daß eine Korrektur der gemessenen Balkendurchbiegungen nicht erforderlich war. Bei den Einfeldsystemen wurde auf die Messung der Auflagerreaktionen verzichtet.

Die Lasteinleitung erfolgte über zwei in den Aufhängungspunkten am Prüfgerüst gelenkig gelagerten 1000 kN bzw. 500 kN - Prüfzylinder, deren Pressenkraft mittels Öldruckgebern kontrolliert wurde. Die Pressen wurden mittig auf zwei stählerne Querverteilungsträger aufgesetzt. Während der Versuchsdurchführung zeichnete ein x/y - Schreiber die Pressenkraft und den Kolbenweg für den Ober- und Unterwert der Schwellbelastung kontinuierlich auf.

Bei den Zweifeldträgern lag der Festpunkt im mittleren Auflager, die seitlichen Auflager waren auf Rollen verschieblich gelagert. Hier wurden über jeweils 3 Kraftmeßdosen die äußeren Auflagerkräfte gemessen. Um unter Eigengewicht eine zwängungsfreie Lagerung zu erzielen, mußten geringe Höhendifferenzen am Mittelauger durch Unterfüttern mit dünnen Stahlblechen ausgeglichen werden.

Die Lasteinleitung in den Feldern erfolgte über mittig belastete Traversen mit einer Stützweite von 1,50 m. Auch bei diesen Versuchen wurden Pressenkraft und Kolbenweg kontinuierlich durch einen x/y - Schreiber aufgezeichnet.

2.5 Messungen während der Versuchsdurchführung

Während der Versuchsdurchführung wurden umfangreiche Messungen durchgeführt, die nachfolgend beschrieben sind:

- Wie bereits erwähnt, waren ausgewählte Längsstäbe und Bügel zur Messung der Stahldehnungen mit mehreren Dehnmeßstreifen der Firma Hottinger - Baldwin Meßtechnik vom Typ 3/120 versehen. An einzelnen Drähten der Litzenspannglieder mit nachträglichem Verbund wurden ebenfalls DMS angebracht, um einen Anhalt über die Größenordnung der Spannstahldehnungen zu erhalten. Dieses Verfahren ist

wegen der mechanischen Beanspruchung der Meßstellen im Hüllrohr äußerst störungsempfindlich, so daß Ausfälle der Spannstahlmeßstellen von 50% und mehr bei der Versuchsdurchführung zu verzeichnen waren. Die gemessenen Dehnungen können, da die Messung lediglich punktuell auf einzelnen Drähten der Litze möglich ist, nur zur ungefähren Abschätzung der tatsächlichen Spannstahldehnung herangezogen werden.

- Bei den Monolitzen konnten die Spannkkräfte durch die am Festanker angebrachten Druckaufnehmer während der gesamten Versuchsdurchführung verfolgt werden. Bei den Litzen mit nachträglichem Verbund waren ebenfalls Kraftmeßdosen am Festanker zur Überprüfung der Reibungsverluste und zur Kontrolle der Vorspannkraft vor dem Verpressen der Hüllrohre eingesetzt.
- Direkt auf der Betonoberfläche erfolgte an Ober- und Unterseite der Versuchskörper die Dehnungsmessung mit Dehnmeßstreifen (Typ 60/350), deren Lage Anlage A3 zeigt. Zusätzlich wurden zahlreiche Meßplättchen für die halbautomatische Setzdehnungsmessung mit einer Meßbasis von 100 mm an den Seitenflächen auf Höhe der Betonstahlbewehrung angebracht. Im allgemeinen lagen diese zwischen 50 und 70 cm langen Meßstrecken am oberen und unteren Rand über der Mittelstütze und in der Biegezugzone unter den Lasteinleitungspunkten.
- Mit je 3 Kraftmeßdosen erfolgte die Messung der Auflagerreaktionen in den beiden äußeren Auflagerpunkten.
- Die Durchbiegungen der Versuchskörper wurden mittels induktiver Wegaufnehmer (Typ W 50 TK der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik, Darmstadt) an den in Anlage A3 bezeichneten Punkten bestimmt. Zwei weitere horizontale Wegaufnehmer vom Typ W 5 TK mit einer Meßbasis von 0,30 m über der Mittelstütze der Zweifeldträger (siehe Anlage A2) dienten zur Messung der oberen und unteren Dehnung im Stützquerschnitt, aus denen die Rotation über dem Mittelaufleger ermittelt wurde.
- Die Rißbildung wurde laststufenweise durch farbliche Markierungen am Balken gekennzeichnet, so daß das zu einer Laststufe gehörige Rißbild nachgezeichnet werden konnte. Die Rißbreiten wurden in ausgewählten Laststufen an mehreren Rissen unter Verwendung einer Videokamera aufgezeichnet und anschließend mittels eines geeichten Maßstabes am Bildschirm ausgewertet.

Alle elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage UPH 3200 der Firma Hottinger-Baldwin durchgeführt und mit Hilfe eines Personalcomputers abgespeichert und ausgewertet.

2.6 Vorspannen

Die geplante Endvorspannung wurde im Betonalter von i. d. R. 28 Tagen mit einer Handdruckpresse aufgebracht, wobei die Spannkkräfte anhand einer Druckmeßdose an der Öldruckpresse und mittels der an der gegenüberliegenden Stirnseite befindlichen Kraftmeßdose kontrolliert wurden.

Alle durchgeführten Messungen beziehen sich auf den Zustand unter Eigengewicht des Versuchskörpers vor Aufbringen der Vorspannung. Bei den Segmentbalken mußten dazu die einzelnen Segmente vor dem Ablassen der geringen Transportvorspannung durch Holzstempel unterstützt werden.

Um ein vorzeitiges Aufreißen der planmäßigen Biegedruckzone infolge Vorspannung zu verhindern, wurde bei den Versuchskörpern mit stark exzentrischer Spanngliedführung zunächst nur auf $N_{v0}/2$ vorgespannt und erst nach dem Aufbringen einer geringen äußeren Last die gesamte planmäßige Vorspannung aufgebracht.

Nach DIN 4227 Teil 1, Tab. 9 sind im Gebrauchszustand die zulässigen Stahlspannungen wie folgt zu begrenzen:

-vorübergehend beim Spannen	$0,80 \beta_s$ bzw. $0,65 \beta_z$
(St 1570/1770:	1256 bzw. 1151 N/mm^2)
-im Gebrauchszustand	$0,75 \beta_s$ bzw. $0,55 \beta_z$
(St 1570/1770:	1178 bzw. 974 N/mm^2)

Demgegenüber gelten für innenliegende Spannglieder ohne Verbund die höheren Werte nach Teil 6, Abs. 9.1 der DIN 4227:

-vorübergehend beim Spannen	$0,85 \beta_s$ bzw. $0,75 \beta_z$
(St 1570/1770:	1335 bzw. 1328 N/mm^2)
-im Gebrauchszustand	$0,80 \beta_s$ bzw. $0,70 \beta_z$
(St 1570/1770:	1256 bzw. 1239 N/mm^2)

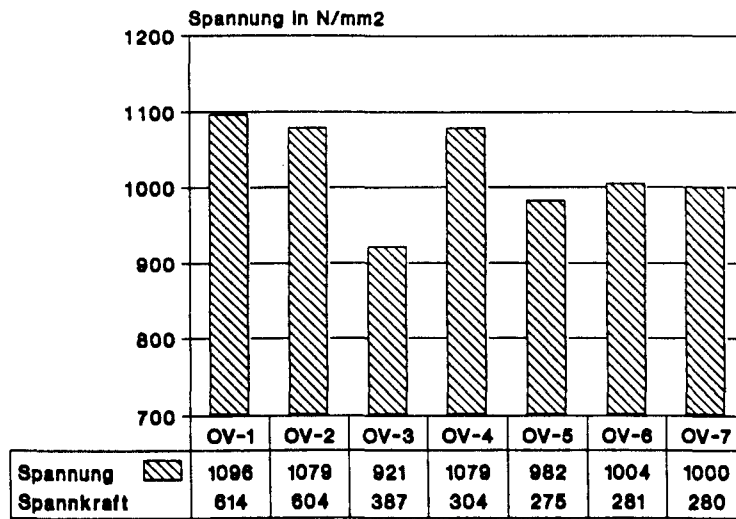
In Bild 2.15 sind die an der Festankerseite gemessenen, tatsächlichen Spannstahlspannungen und -kräfte direkt nach dem Verankern angegeben. Bei Versuchen mit geradliniger Spanngliedführung zeigten sich keine Differenzen zwischen der Kraft an der Spannprese und der am Festanker gemessenen Kraft. Auch bei den Versuchen mit Monolitzen und großen planmäßigen Umlenkwinkeln wurden wegen des kleinen Reibungsbeiwerts dieser Spannglieder nur geringe Reibungsverluste gemessen, die durch Überspannen und anschließendes Nachlassen am Spannanker weitgehend ausgeglichen werden konnten. Im Gegensatz dazu erforderten die Reibungseinflüsse bei den gekrümmt geführten Spanngliedern in Blechhüllrohren ein mehrmaliges Überspannen und anschließendes Nachlassen der Litze, um eine annähernd gleichmäßige Vorspannkraft zu erzielen. Die aufgeklebten Dehnmeßstreifen erlaubten dabei eine zusätzliche Kontrolle der Spannstahldehnungen.

Bei den Versuchen mit nachträglichem Verbund erfolgte anschließend das Verpressen der Hüllrohre mit Einpreßmörtel. Der Zementmörtel wurde mit einem w/z - Wert von 0,40 und einer Einpreßhilfe Tricosal 181 von 1 % des Zementgewichts hergestellt. Die Mittelwerte der an je 3 Rückstellproben ermittelten 7 - Tage Prismendruckfestigkeiten enthält Bild 2.14.

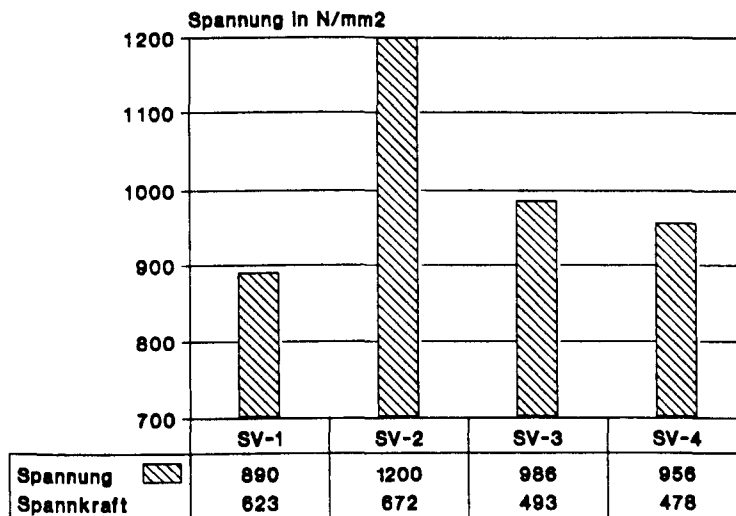
Das Anfahren der Belastung bei den Balken mit nachträglichem Verbund erfolgte nach einer Aushärtezeit des Einpreßmörtels von 7 Tagen.

Versuch	SV-3	SV-4	TV-1	TV-2	TV-3	TV-4	TV-5	TV-6	TV-7	TV-8
$\beta_{M,7}$ [N/mm ²]	44	56	52	47	46	45	55	42	44	48

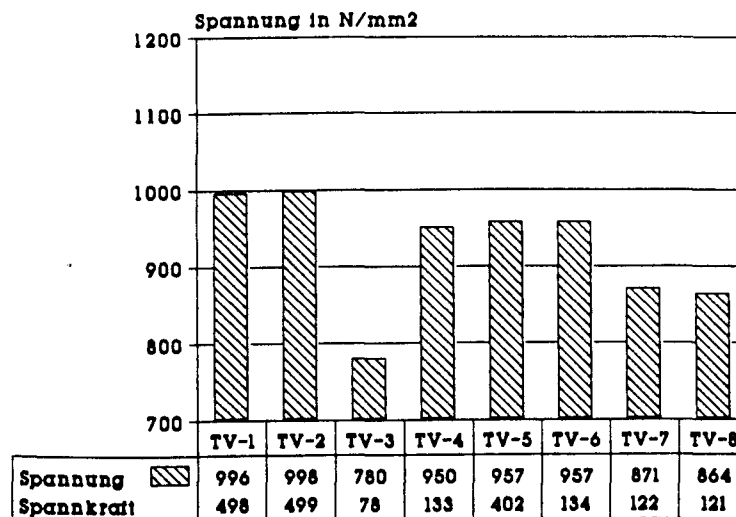
Bild 2.14: 7 - Tage Druckfestigkeit des Einpreßmörtels



a) Vorspannung
ohne Verbund



b) Segmentbalken



c) Vorspannung mit
nachträgl. Verbund

Bild 2.15: Gemessene Spannstahlspannungen und -kräfte bei Versuchsbeginn

3 Versuchsdurchführung

3.1 Versuchsablauf

Der Versuchsablauf gliedert sich nach dem Vorspannen bei allen Versuchen im wesentlichen in 3 Phasen:

1. Anfahren der rechnerischen Gebrauchslast in ca. 8 bis 10 Laststufen
2. Schwellbelastung mit mindestens 100.000 Lastwechseln
bei unterschiedlichen Kombinationen von Unter- und Oberlast
3. Belastung bis zum Bruch.

Im Anschluß an das Vorspannen wurde in ca. 8 - 10 Laststufen eine Last angefahren, die der rechnerischen Gebrauchslast bzw. einer geringfügig erhöhten Beanspruchung entsprach. In jeder Laststufe wurde unter statischer Last nach ca. 10 min. Standzeit eine Messung durchgeführt.

Anschließend erfolgte in Phase 2 die Schwellbeanspruchung der Versuchskörper. Die Oberlast der Schwellbeanspruchung entsprach der zuvor angefahrenen statischen Last, während die Unterlast in der Regel zu etwa 40 % der Oberlast gewählt wurde. Bei dieser Festlegung der Lasten war damit zu rechnen, daß in einigen Fällen eine Überschreitung der Dauerschwingfestigkeit der Bewehrung auftrat. Die Frequenz der Lastwechsel lag, je nach Steifigkeit und Durchbiegung des Versuchsträgers, zwischen 0,15 und 1,5 Hz. Die Versuchsdauer betrug, abhängig von der Anzahl der aufgebrachten Lastwechsel, zwischen 10 und 28 Tagen. Zwischenmessungen wurden in regelmäßigen Abständen bei Unter- und Oberlast durchgeführt, um den Einfluß der Lastwechselzahl auf das System zu studieren. Zeigte sich unter der ersten Kombination der Schwelllasten keine Veränderung des Rißbildes und der Durchbiegungen, so wurden weitere Lastwechsel mit einer geänderten Lastkombination aufgebracht. Die Gesamtzahl der Lastwechsel je Versuchskörper lag zwischen $1,2 \times 10^5$ bei den Versuchen, die mit niedriger Frequenz gefahren werden mußten, und $2,0 \times 10^6$ bei den Versuchen mit höherer Frequenz.

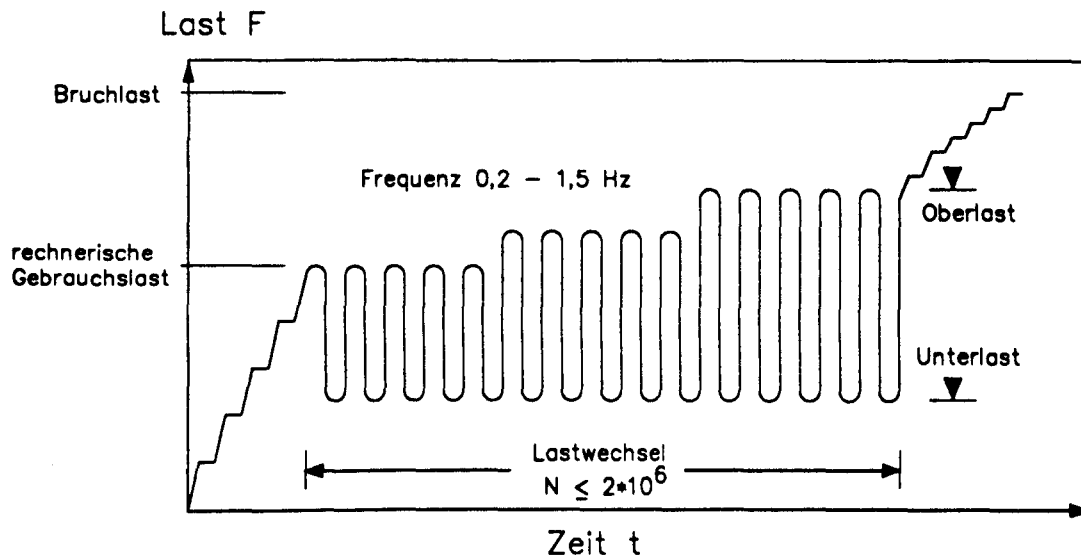


Bild 3.1: Prinzipielles Last/ Zeit - Diagramm

Im Anschluß an die Schwellbeanspruchung wurden die Versuchskörper in der 3. Phase kraftgesteuert in mehreren Laststufen bis zum Versagen belastet.

Das Diagramm in Bild 3.1 faßt den prinzipiellen Verlauf der Lastaufbringung zusammen. Die graphische Darstellung der Belastungsfolge ist für jeden Einzelversuch im Anhang, S. A23 bis A32, enthalten. Im folgenden wird ein kurzer Überblick zur Durchführung der Versuche gegeben, gegliedert nach Einfeldbalken, Plattenstreifen und Zweifeldbalken.

3.2 Versuche an Einfeldbalken

In Bild 3.2 sind zur Übersicht die rechnerischen Biegebruch-, Gebrauchslast- und De-kompressionsmomente sowie das für den Rißsicherheitsnachweis erforderliche Zusatzmoment ΔM tabellarisch zusammengefaßt. Zum Vergleich ist das im Versuch beobachtete Rißmoment $M_{\text{Riß}}$ und die zugehörige rechnerische Beton - Biegezugspannung sowie das maximale Lastmoment $\max M_{\text{exp}}$ angegeben. Unter- und Oberlasten der Schwellbeanspruchung mit den zugehörigen Lastwechselzahlen enthält die Tabelle in Bild 3.3.

Nachfolgend wird kurz auf die Durchführung der Einzelversuche eingegangen.

Versuchsbalken OV-1

Bei diesem ohne Verbund vorgespannten Balken waren unter rechnerischer Gebrauchslast noch keine Biegerisse entstanden. Als erste Oberlast der Schwellbeanspruchung wurde daher das Rißmoment $M_{\text{Riß}} = 420 \text{ kNm}$ gewählt, als Unterlast ca. 40 % der Oberlast. Während 20.000 Lastwechseln blieben Durchbiegung und Rißbild praktisch unverändert, so daß die Oberlast auf 480 kNm erhöht wurde. Bei dieser Belastung zeigten die Dehnungsmessungen an der Betonstahlbewehrung, daß die Streckgrenze nahezu erreicht war. Nach ca. 100.000 Lastwechseln bildete sich ein einzelner, breiter Riß in Trägermitte heraus. Die Schwellbeanspruchung wurde nach 120.000 Lastwechseln abgebrochen, da mit einem Ermüdungsversagen der Betonstahlbewehrung zu rechnen war. Im Bruchversuch führte die infolge der vorangehenden Schwellbeanspruchung mangelhafte Rißverteilung zur raschen Einschnürung und zum Versagen der Biegedruckzone, so daß das rechnerische Bruchmoment nur knapp erreicht wurde.

Versuchsbalken TV-1 und TV-2

Die mit nachträglichem Verbund teilweise vorgespannten Balken TV-1 und TV-2 unterschieden sich hinsichtlich des Gehalts an Biegezugbewehrung und der Laststellung. Beim Versuch TV-1 erfolgte die Schwellbeanspruchung mit einer Einzellast in Feldmitte, bei TV-2 mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten. Bei beiden Versuchsbalken hatten sich zu Beginn der Schwellbeanspruchung Schubrisse und erste Biegerisse gebildet. Die Durchbiegungszunahme unter Schwellbelastung betrug maximal 2 Millimeter. Vereinzelt stellten sich zusätzliche Schubrisse ein, Rißbreite und -länge der Biegerisse erhöhten sich nur geringfügig.

Im Bruchversuch wurden beide Balken durch Einzellasten in den Drittelpunkten belastet. Der Bruch trat im mittleren Drittel neben der Lasteinleitung durch Fließen und anschließendes Zerreißen der Spannbewehrung ein. Die Einschnürung der Druckzone blieb dabei relativ gering. Das experimentelle Bruchmoment lag um 12 % bzw. 14 % über dem nach Norm ermittelten, rechnerischen Bruchmoment. Ursache dürfte eine gegenüber den Bemessungswerten höhere tatsächliche Festigkeit sowie die rechnerisch nicht berücksichtigte Verfestigung der Bewehrung oberhalb der Elastizitätsgrenze sein.

Versuchsbalken SV-1 und SV-2

Bei diesen verbundlos vorgespannten Segmentbalken sollte das Verhalten unter zyklischen Lasten kurz nach dem Öffnen der Segmentfugen untersucht werden. Das auf die Gebrauchslast bezogene Lastniveau lag daher deutlich über demjenigen der vorhergehend geprüften Versuchsbalken. Biegerisse waren durch die Segmentfugen vorgegeben, die Segmente selbst blieben ungerissen. Schubrisse stellten sich dagegen unabhängig von

den Segmentfugen wie bei monolithischen Balken ein. Die Fugenspaltbreite von 0,05 mm bei Belastung bis zur ersten Oberlast blieb unter Schwellbeanspruchung praktisch unverändert. Das im Bruchversuch aufgebrachte Maximalmoment lag aufgrund des hohen Spannungszuwachses in den Spanngliedern deutlich über dem rechnerischen Bruchmoment. Das Versagen erfolgte durch Zerstörung der Biegedruckzone infolge der starken Einschnürung in einer Segmentfuge.

Versuchsbalken SV-3 und SV-4

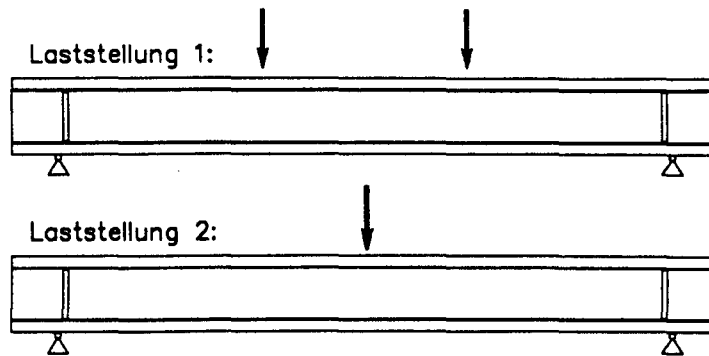
Die mit nachträglichem Verbund vorgespannten Segmentbalken hatten wegen der im Gebrauchszustand im Vergleich zu Vorspannung ohne Verbund geringeren zulässigen Spannstahlspannungen eine gegenüber den zwei vorhergehenden Segmentbalken kleinere zentrische Vorspannung. Die Oberlast der Schwellbeanspruchung lag zunächst geringfügig über der Dekompressionslast und wurde, da die Fugenspaltbreite unverändert blieb, mehrfach erhöht. Das Reißbild stellte sich wie bei den verbundlos vorgespannten Balken ein. Erst im Bruchversuch bildeten sich kurz vor dem Bruch einzelne, kleinere Risse innerhalb der Segmente. Die maximale Fugenspaltbreite blieb erheblich unter derjenigen der verbundlos vorgespannten Segmentbalken. Der Bruch trat bei beiden Balken durch Überschreitung der Zugfestigkeit in den Spannlitzen ein.

Balken- bez.	Rechenwerte					Versuchswerte		
	M_u	$\frac{M_u}{1,75}$	M_{gebr1}	M_{Dek}	ΔM	$M_{Riß}$	$\sigma_{bz,Riß}$	$maxM_{exp}$
	[KNm]					[KNm]	[N/mm ²]	[KNm]
OV-1	595	340	—	329	¹⁾ 29,5	420	2,24	580
TV-1	818	467	—	270	¹⁾ 29,5	375	2,58	920
TV-2	712	407	—	270	¹⁾ 29,5	400	3,20	820
SV-1	441	252	288	316	²⁾ 147,5	350	0,84	660
SV-2	493	282	333	357	²⁾ 147,5	380	0,56	600
SV-3	508	290	220	270	²⁾ 147,5	320	1,23	620
SV-4	512	293	220	270	²⁾ 147,5	300	0,74	645

1) Zusatzmoment nach DIN 4227, Teil 1, 2 und 6: $\Delta M_1 = \pm 5 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{EI}{d_0}$

2) Zusatzmoment nach DIN 4227, Teil 3: $\Delta M_1 = \pm 25 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{EI}{d_0}$

Bild 3.2: Vergleich von rechnerischen Biegebruch-, Gebrauchs- und Dekompressionmomenten mit Versuchswerten für Einfeldbalken



Balken- bez.	Laststg.	Oberlast		Unterlast		$M^o - M^u$ [KNm]	Lastwechsel	
		M^o [KNm]	$\frac{M^o}{M_{gebr}}$	M^u [KNm]	$\frac{M^u}{M_{gebr}}$		n_i	Σn_i
OV-1	a)	420	1.24	180	0.53	240	20 000	
	b)	480	1.41	180	"	300	120 000	140 000
TV-1	a)	375	0.80	150	0.32	225	100 000	
	b)	450	0.96	225	0.48	225	860 000	960 000
	c)	525	1.12	300	0.64	225	600 000	1 560 000
TV-2	a)	400	0.98	150	0.37	250	515 000	
	b)	450	1.11	200	0.49	250	470 000	985 000
SV-1	a)	350	1.39	150	0.60	200	80 000	
	b)	370	1.47	"	"	220	85 000	165 000
	c)	390	1.55	"	"	240	15 000	180 000
SV-2	a)	350	1.24	150	0.53	200	275 000	
	b)	380	1.35	"	"	230	50 000	325 000
	c)	400	1.42	"	"	250	132 000	457 000
	d)	420	1.49	"	"	270	22 000	479 000
SV-3	a)	260	1.18	150	0.68	110	10 000	
	b)	280	1.27	"	"	130	100 000	110 000
	c)	320	1.45	"	"	170	137 000	247 000
	d)	350	1.59	"	"	200	78 000	325 000
SV-4	a)	300	1.36	150	0.68	150	100 000	
	b)	330	1.50	"	"	180	1 000 000	1 100 000
	c)	360	1.64	"	"	210	750 000	1 850 000

Bild 3.3: Schwellastfolge der untersuchten Einfeldträger

In Bild 3.4 sind die Rißbilder für drei Einfeldträger mit Vorspannung ohne Verbund (OV-1), Vorspannung mit nachträglichem Verbund (TV-2) und Segmentbalken mit nachträglichem Verbund vergleichsweise gegenübergestellt. Die Rißbilder im Bruchzustand sind für alle Versuchsbalken im Anhang enthalten.

Bild 3.5 zeigt den Verlauf der gemessenen Mittendurchbiegung in Abhängigkeit vom aufgetragenen Lastmoment während des Bruchversuchs. Zum Vergleich ist die nach Elastizitätstheorie ermittelte Momenten - Durchbiegungsgerade ohne Berücksichtigung der Vorverformung infolge Vorspannung eingezeichnet. Im Lastfall Vorspannung allein hatte sich in Feldmitte vor dem Aufbringen der Belastung eine nach oben gerichtete Verformung von ca. 2 mm eingestellt, die aber zu Beginn des Bruchversuchs infolge der Schwellbelastung im Zusammenwirken mit zeitabhängigen Verformungen abgebaut war.

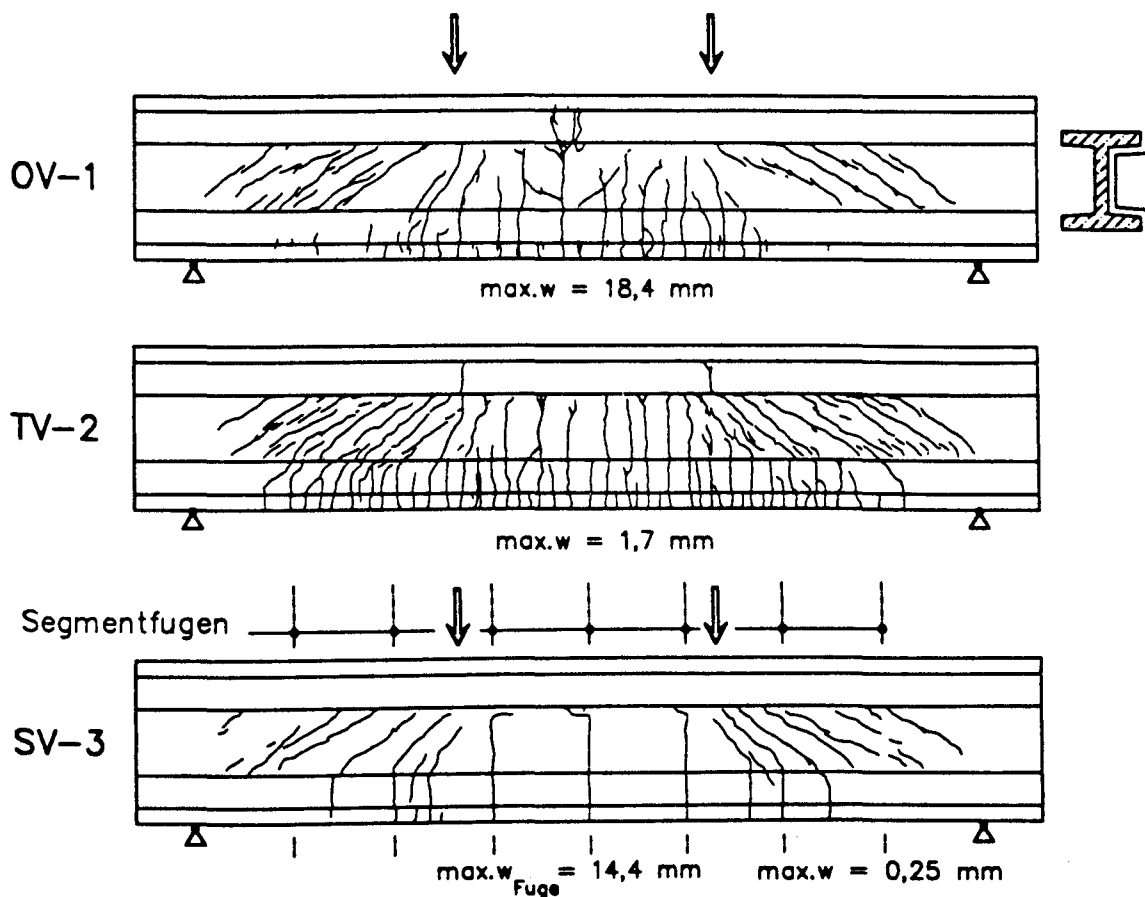


Bild 3.4: Rißbilder und größte gemessene Rißbreite $\max. w$

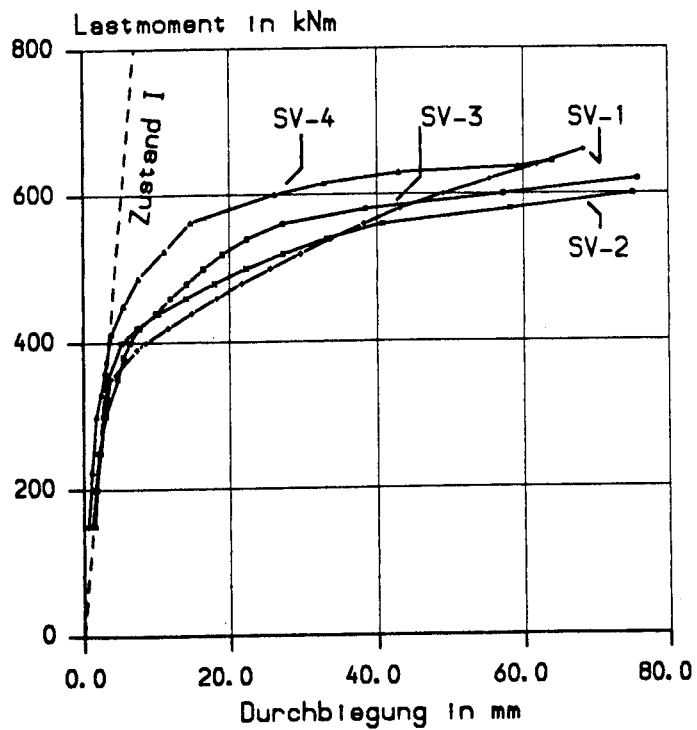
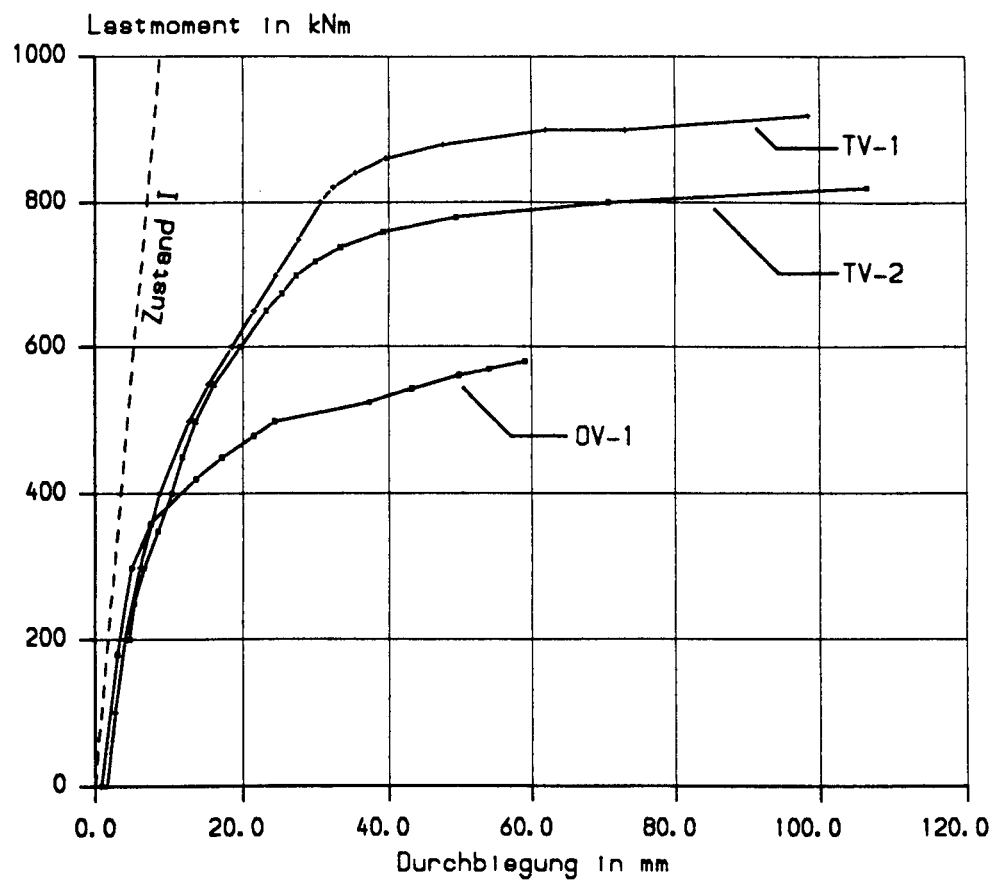


Bild 3.5: Gemessene Mittendurchbiegung zum Biegemoment aus äußerer Last

3.3 Versuche an Plattenstreifen

Bei den drei untersuchten Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund handelte es sich im Vergleich zu den vorstehend beschriebenen Einfeldbalken um schlanke Bauteile mit entsprechend großen Durchbiegungen. Während bei Versuch OV-2 keine rißverteilende Feldbewehrung angeordnet war, hatte OV-3 zusätzliche Betonstahlbewehrung bei gleichzeitig verringerter Vorspannkraft. Beide Versuchskörper waren so bemessen, daß sich bei Annahme des Spannstahl - Spannungszuwachses nach DIN 4227, Teil 6 gleiche rechnerische Biegebruchmomente ergaben. Der Zweifeldträger OV-4 war sowohl im Feld als auch über der Stütze schlaff bewehrt und mit zwei Monolitzen 0,6" vorgespannt. Die Rechenwerte für Bruch- und Dekompressionsmoment sind in Bild 3.6 mit den Versuchswerten für Riß- und Bruchmoment zusammengefaßt.

Wegen der vergleichsweise großen Durchbiegungen konnte die Schwellast hier lediglich mit einer Frequenz zwischen 0,1 und 0,4 Hz aufgebracht werden, so daß in der zur Verfügung stehenden Zeit lediglich 150.000 (OV-2) bzw. 205.000 (OV-3) und 400.000 (OV-4) Lastwechsel aufgebracht werden konnten. Bild 3.7 zeigt die Lastfolge der untersuchten Plattenstreifen.

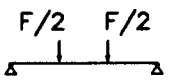
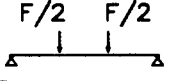
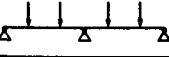
Auch hier beschränkten sich die Auswirkungen der Schwellbeanspruchung auf eine geringfügige Vergrößerung der Rißbreiten. Neue Risse bildeten sich lediglich bei Plattenstreifen OV-3 mit dem vergleichsweise hohen Anteil Betonstahlbewehrung. Die Wechsellast bewirkte eine deutliche Verformungszunahme um bis zu 12 mm.

Balken- bez.		Rechenwerte				Versuchswerte		
		M _u	$\frac{M_u}{1,75}$	M _{Dek}	¹⁾ ΔM	M _{RiB}	σ _{bz,RiB}	maxM _{exp}
		[KNm]				[KNm]	[N/mm ²]	[KNm]
OV-2		132	75	70	3,2	80	2,08	128
OV-3		132	75	46	3,2	60	2,92	156
OV-4	Feld 1	52	30	18	1,4	20,8	1,31	—
	Stütze	59	34	27	1,4	34,2	3,13	—
	Feld 2	52	30	18	1,4	20,8	1,31	50

1) Zusatzmoment nach DIN 4227, Teil 6:

$$\Delta M_1 = \pm 5 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{EI}{d_0}$$

Bild 3.6: Vergleich von rechnerischen Biegebruch-, Gebrauchs- und Dekompressionmomenten mit Versuchswerten für Plattenstreifen ohne Verbund

Balken- bez.		Oberlast		Unterlast		$M^o - M^u$ [KNm]	Lastwechsel	
		M^o [KNm]	$\frac{M^o}{M_{gebr}}$	M^u [KNm]	$\frac{M^u}{M_{gebr}}$		n_i	Σn_i
OV-2 	a)	80	1,07	32	0,43	48	150 000	150 000
OV-3 	a)	80	1,07	32	0,43	48	150 000	
	b)	88	1,17	32	0,43	56	55 000	205 000
OV-4 	a)	32 *	0,95	13 *	0,38	19	100 000	
	b)	39	1,13	"	"	26	100 000	200 000
	c)	45	1,32	"	"	32	100 000	300 000
	d)	51	1,51	"	"	38	100 000	400 000

* Stützmoment M_b

Bild 3.7: Schwellastfolge der untersuchten Plattenstreifen

Im Bruchversuch versagten alle 3 Plattenstreifen infolge Biegebruch durch Einschnürung der Biegedruckzone im Feld. Bei Versuch OV-2 wurden unter der Bruchlast von $F = 128 \text{ KN}$ Mittendurchbiegungen von über 140 mm gemessen. Das Bruchmoment von $M_u = 128 \text{ KNm}$ entsprach etwa der nach Norm ermittelten rechnerischen Traglast. Beim Versuch OV-3 lag das Bruchmoment mit $M_u = 156 \text{ KNm}$ um 18 % über dem rechnerischen Bruchmoment. Hier bewirkte die Betonstahlbewehrung eine gute Rißverteilung mit mittleren Rißabständen von etwa $d/2$, während der mittlere Rißabstand im Versuch OV-2 der vollen Querschnittshöhe d entsprach.

Im Bruchversuch des Zweifeldträgers bildete sich bei einem Stützmoment, das dem 1,1-fachen rechnerischen Bruchmoment entsprach, ein klaffender Riß über der Mittelstütze. Die weitere Laststeigerung führte zu einem Anwachsen der Rißbreiten im Feld, wo beim 1,3-fachen der rechnerischen Traglast das Versagen der Biegedruckzone eintrat.

Die Rißbilder im Bruchzustand mit den jeweils größten gemessenen Rißbreiten sind in Bild 3.8 zusammengestellt. Bild 3.9 stellt die Mittendurchbiegungen in Abhängigkeit von der Last dar. Für den Zweifeld-Plattenstreifen sind die maximalen Durchbiegungen getrennt für Feld 1 (OV-4/1) und Feld 2 (OV-4/2) dargestellt. Der Bruch trat in Feld 2 unter der rechten Einzellast auf.

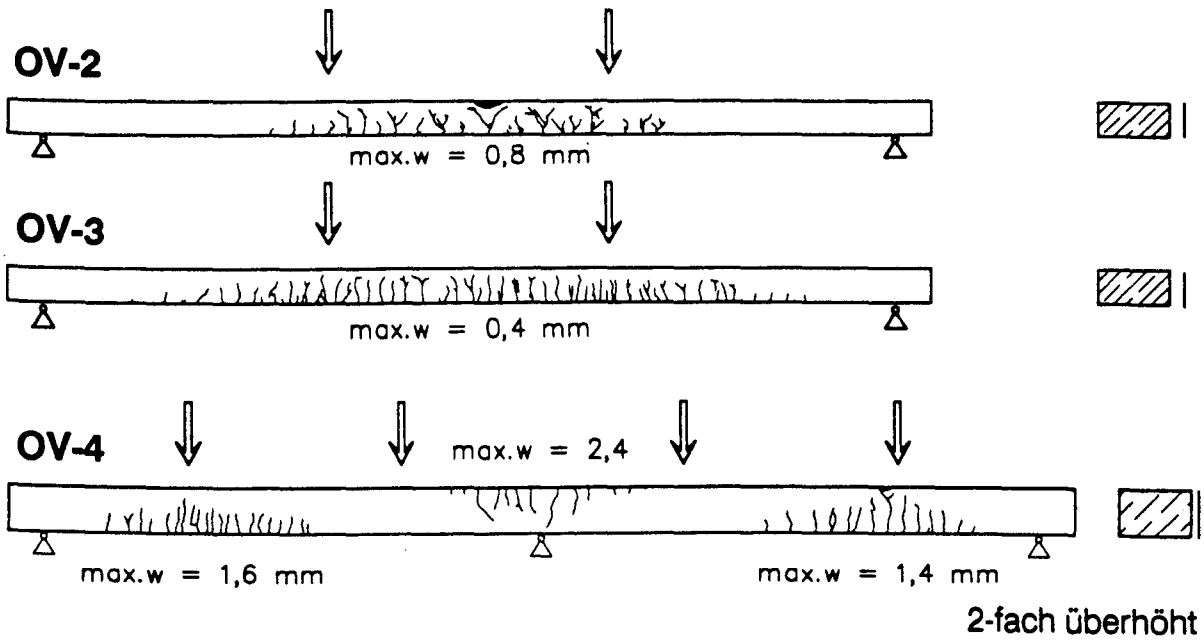


Bild 3.8: Rißbilder der Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund

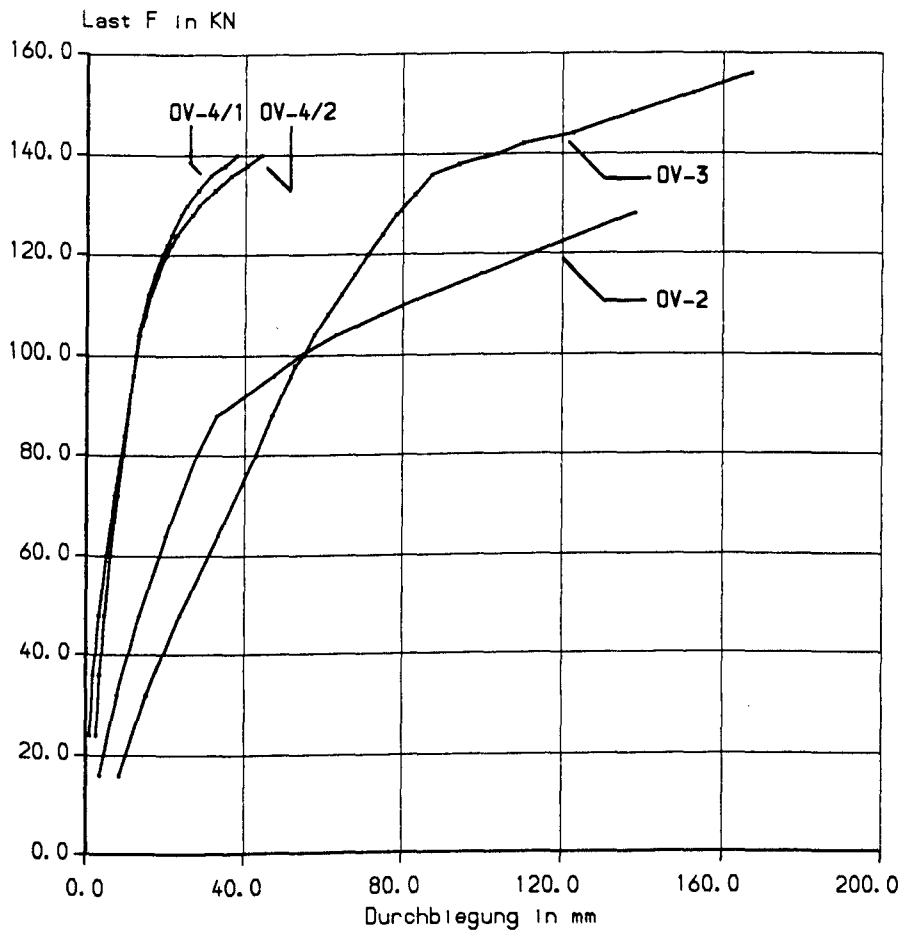
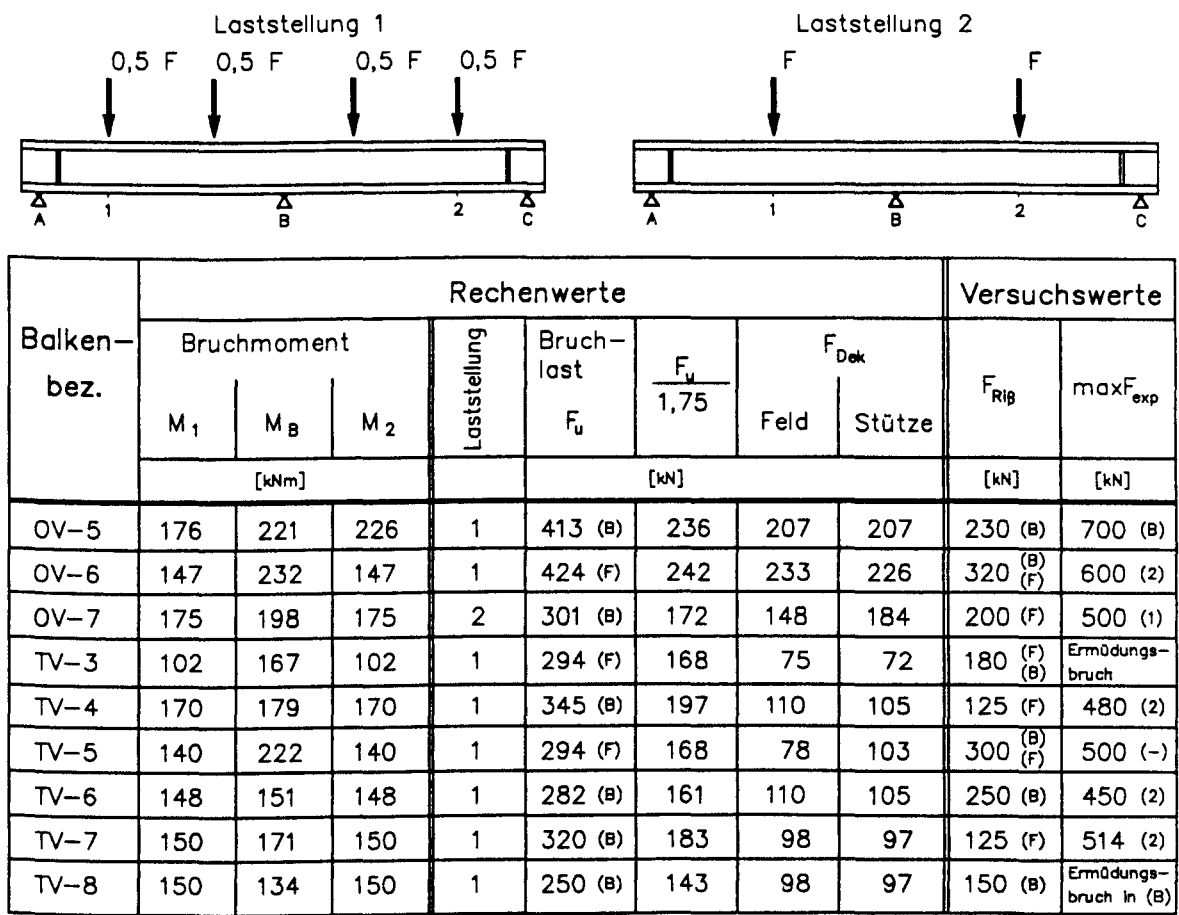


Bild 3.9: Gemessene Maximaldurchbiegungen im Bruchversuch

3.4 Versuche an Zweifeldträgern

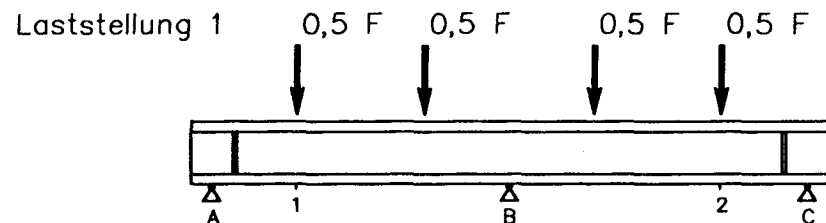
Von den 9 untersuchten Zweifeldträgern waren 3 Balken ohne Verbund und 6 mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die zentrische Vorspannung variierte von 0,72 N/mm² bis 3,36 N/mm². Neben der Verbundart und der zentrischen Vorspannung wurden der Querschnitt, das Verhältnis der Bruchmomente von Stütz- zu Feldquerschnitt und die Belastung variiert. Die Bemessung hatte dabei die durch die Wahl der servohydraulischen Pressen vorgegebene maximale Pressenkraft von 500 kN zu berücksichtigen. Bild 3.10 faßt rechnerische Bruch-, Gebrauchs- und Dekompressionslasten sowie die im Versuch aufgetragenen Reiß- und Maximallasten zusammen. Bei Ermittlung der rechnerischen Bruchlasten wurde von der Momentenverteilung nach Elastizitätstheorie ohne Berücksichtigung einer möglichen Schnittgrößenumlagerung ausgegangen. Die Abfolge der Schwelllasten mit den zugehörigen Lastwechselzahlen ist Bild 3.11 zu entnehmen.



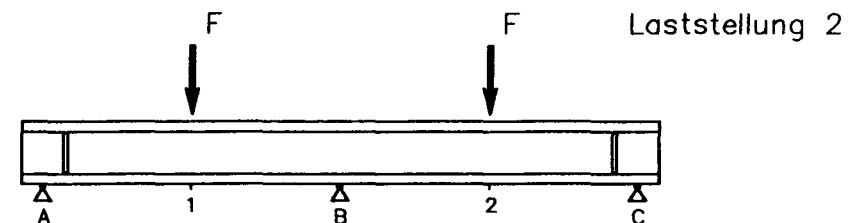
(B) Stützquerschnitt maßgebend
(F) Feldquerschnitt maßgebend

Bild 3.10: Vergleich von rechnerischen Biegebruch-, Gebrauchs- und Dekompressionslasten mit Versuchswerten für die untersuchten Zweifeldträger

Bild 3.11: Schwellasfolge der untersuchten Zweifeldträger mit und ohne Verbund



Balken- bez.	Laststellung	Oberlast F^o [kN]		Unterlast F^u [kN]		ΔF [kN]	Lastwechsel	
		linkes Feld	rechtes Feld	linkes Feld	rechtes Feld		n_i	Σn_i
OV-5	a)	300	300	200	200	100	100 000	
	b)	300	300	100	100	200	100 000	200 000
	c)	400	400	100	100	300	650 000	850 000
OV-6	a)	120	400	120	120	280	30 000	
	b)	320	120	120	120	200	100 000	130 000
OV-7	a)	160	160	60	60	100	200 000	
	b)	180	180	"	"	120	200 000	400 000
	c)	200	200	"	"	140	150 000	550 000
	d)	220	220	"	"	160	260 000	810 000
	e)	240	240	"	"	180	215 000	1 025 000
	f)	250	250	"	"	190	406 000	1 431 000
TV-3	a)	180	180	90	90	90	200 000	200 000
TV-4	a)	100	100	50	50	50	180 000	
	b)	125	125	75	75	"	200 000	380 000
	c)	150	150	100	100	"	200 000	580 000
	d)	175	175	125	125	"	200 000	780 000
	e)	200	200	150	150	"	200 000	980 000
	f)	225	225	175	175	"	200 000	1 180 000



Balken- bez.	Laststellung	Oberlast F^o [kN]		Unterlast F^u [kN]		ΔF [kN]	Lastwechsel	
		linkes Feld	rechtes Feld	linkes Feld	rechtes Feld		n_i	Σn_i
TV-5	a)	240	240	180	180	60	280 000	
	b)	270	270	210	210	60	242 000	522 000
	c)	300	300	240	240	60	158 000	680 000
TV-6	a)	125	125	75	75	50	200 000	
	b)	150	150	100	100	50	100 000	300 000
	c)	175	175	125	125	50	200 000	500 000
	d)	200	200	150	150	50	200 000	700 000
	e)	225	225	175	175	50	200 000	900 000
	f)	225	225	150	150	75	300 000	1 200 000
	g)	250	250	175	175	75	100 000	1 300 000
TV-7	a)	125	125	75	75	50	20 000	
	b)	150	150	100	100	"	964 000	984 000
	c)	175	175	125	125	"	517 000	1 501 000
	d)	200	200	150	150	"	590 000	2 091 000
	e)	200	200	150	125	75	282 000	2 373 000
TV-8	a)	175	175	125	125	50	345 000	
	b)	200	200	"	"	75	245 000	590 000
	c)	200	225	"	"	100	410 000	1 000 000
	d)	200	248	"	"	123	200 000	1 200 000

Versuchsträger mit Vorspannung ohne Verbund

Alle Zweifeldträger mit Vorspannung ohne Verbund waren durch 2 parabelförmig geführte Monolitzen mit einem zentrischen Vorspannanteil von $2,24 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt. Balken OV-5 wurde symmetrisch in 3 Kombinationen von Ober- und Unterlast mit insgesamt 850.000 Lastwechseln beansprucht. Bei den ersten beiden Lastkombinationen blieb die maximale Rißbreite unter 0,1 mm. Erst bei der 3. Lastkombination mit einer Oberlast, die etwa dem rechnerischen Bruchmoment des Stützquerschnitts entsprach, bildete sich infolge der plastischen Dehnungen im Betonstahl ein breiter Riß über der Mittelstütze, dessen Breite von 0,1 auf 0,85 mm während der Schwellbeanspruchung anstieg. Beim anschließenden Bruchversuch konzentrierten sich die Verformungen in diesem Einzelriß, der beim Bruch eine Breite von 2,5 mm aufwies. Das Versagen trat im linken Feld an der Verankerung der Feldzulagen neben der Mittelstütze bei 1,7-facher rechnerischer Bruchlast ein. Die Ausbildung eines plastischen Gelenks über der Mittelstütze führte zu einer deutlich erkennbaren Schnittgrößenumlagerung vom Stützquerschnitt zu den Feldern. Die damit verbundenen Durchbiegungen bewirkten, daß der Spannstahl bis über die Streckgrenze hinaus beansprucht wurde.

Die einseitige Schwellbelastung bei Versuchsträger OV-6 war so bemessen, daß ein frühzeitiges Ermüdungsversagen der relativ schwachen Betonstahlbewehrung im belasteten Feld zu erwarten war. Dieses kündigte sich nach ca. 25.000 Lastwechseln durch beträchtliche Durchbiegungszunahme und Rißaufweitung zunächst im belasteten Feld und in der Folge auch über der Mittelstütze an. Vor dem endgültigen Versagen wurde die Schwellbelastung unterbrochen und im zweiten Feld mit einer um 20 % verminderten Oberlast fortgesetzt. Die Auswirkungen auf Rißbild und Durchbiegungen blieben hier vernachlässigbar. Der Bruchversuch wurde mit symmetrischer Belastung in beiden Feldern gefahren. Der Bruch trat infolge Versagens der Biegedruckzone im linken Feld ein.

Bei Versuch OV-7 mit einem erhöhten Betonstahlanteil trat erst bei der letzten Lastkombination ein geringes Anwachsen der Rißbreite um ca. 0,1 mm über der Stütze auf. Im Bruchversuch bildeten sich mehrere breite Risse über der Stütze und in Feldmitte mit Rißbreiten zwischen 2,0 und 4,0 mm. Der Bruch trat unter der Einzellast im linken Feld durch Zerstörung der Biegedruckzone bei einer Last von $F = 500 \text{ KN}$ ein.

Versuchsträger mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Die Zweifeldträger mit nachträglichem Verbund waren, abgesehen vom Versuch TV-5, mit einer einzelnen, parabelförmig geführten Spannlitze vorgespannt. Die Schwellbreite der Wechselbelastung lag zwischen 20 % und 50 % der Oberlast.

Bei zwei Versuchen trat während der Schwellbeanspruchung ein Bruch in der Bewehrung infolge Materialermüdung auf. Bei Versuchsträger TV-3 riß nach ca. 200.000 Lastwechseln die Litze im linken Feld. Bei der gewählten Lastkombination betrug die rechnerische Spannungsamplitude im Spannstahl 190 N/mm^2 und lag damit deutlich über dem nach Norm zulässigen Wert von $0,4 \sigma_{zD}$ bzw. 140 N/mm^2 . In der Aufzeichnung des Last-Verformungsdiagramms waren vor dem Versagen im zeitlichen Abstand von ca. 10 Minuten mehrere stufenweise Durchbiegungszuwächse im Feld zu erkennen. Daraus kann gefolgert werden, daß der Bruch vermutlich in der Spannlitze begonnen hatte, deren einzelne Drähte nacheinander versagten.

Im Versuch TV-8 wurde die Oberlast der Schwellbeanspruchung stufenweise gesteigert, bis nach $1,2 \cdot 10^6$ Lastwechseln in einem breiten Riß über der Mittelstütze ein Versagen der Spannlitze auftrat. Hier betrug die zugehörige rechnerische Schwingbreite im Spannstahl 220 N/mm^2 . Dieser Bruch war jedoch nicht mit einem Systemversagen verbunden, da sich die Belastung in die stärker bewehrten Felder umlagern konnte.

Bei den anderen Versuchsträgern blieb die Spannungsschwingbreite in der Bewehrung innerhalb der normgemäßen Grenzen. Die Auswirkungen auf Rißbild und Durchbiegungen blieben auch bei deutlich über der rechnerischen Gebrauchslast liegender Oberlast und hohen Schwingbreiten gering. Die Änderung der Rißbreiten unter Schwellast blieb in allen Fällen unter 0,1 mm.

Die Versuchsträger TV-4 bis TV-7 wurden im Anschluß an die Schwellbeanspruchung statisch bis zum Bruch belastet. Das Versagen trat bei diesen Versuchsbalken durch Reißen der Litze im Feldquerschnitt auf. Lediglich im Versuch TV-5 war unter der maximalen Pressenkraft von 500 kN die Traglast noch nicht erreicht. Dieser Versuchsbalken war durch 2 geradlinige Litzen im Obergurt und 1 Litze im Untergurt deutlich höher vorgespannt als die übrigen Balken. Diese in statischer Hinsicht wenig sinnvolle Spanngliederführung führte rechnerisch zu einem hohen, der Lastwirkung gleichgerichteten Zwängungsmoment über der Stütze. Im Feld ergab sich infolge Vorspannung sogar eine Erhöhung der Biegebeanspruchung aus äußerer Last. Dennoch lag das Rißmoment erheblich über dem rechnerischen Dekompressionsmoment. Daraus läßt sich die Vermutung ableiten, daß die Zwängmomente aus Vorspannung im vorliegenden Fall nicht in der vollen rechnerischen Größenordnung entstanden sind bzw. durch plastische Verformungen während der Schwellbeanspruchung weitgehend abgebaut wurden.

Die Rißbilder und Rißbreiten im Bruchzustand wiesen keine signifikanten Unterschiede zwischen Balken mit Spanngliedern ohne Verbund bzw. Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf, da auch in den Versuchen mit Vorspannung ohne Verbund eine zur Rißverteilung ausreichende Betonstahlbewehrung vorhanden war. Je geringer jedoch der Gehalt an Betonstahlbewehrung war, desto rascher erfolgte die Einschnürung der Biegedruckzone. Bild 3.12 zeigt exemplarisch die Rißbilder der Versuche OV-5 und TV-7.

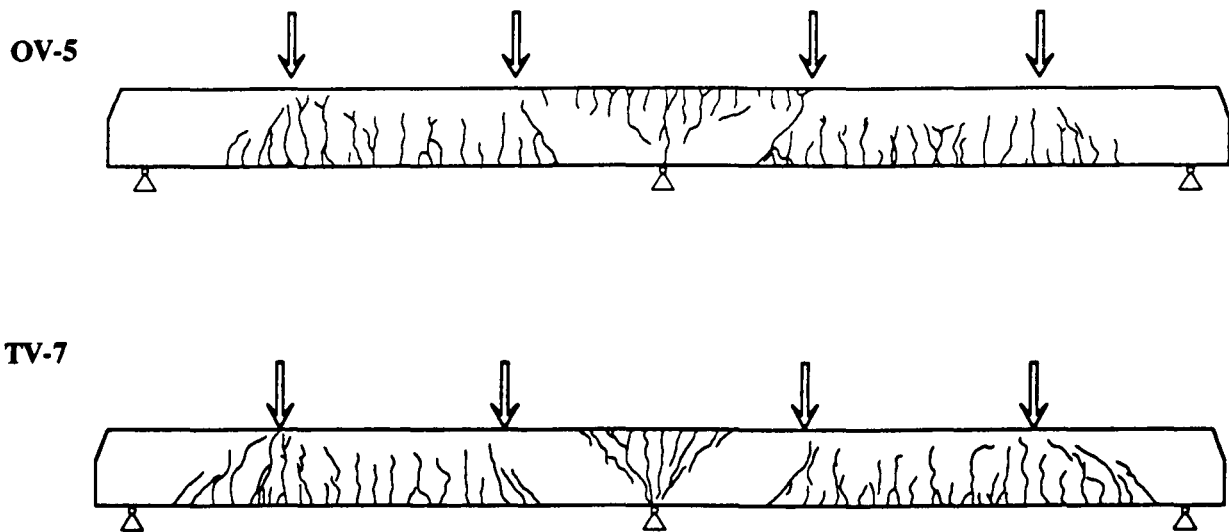


Bild 3.12: Rißbilder der Zweifeldträger OV-5 und TV-7

4 Auswertung der Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

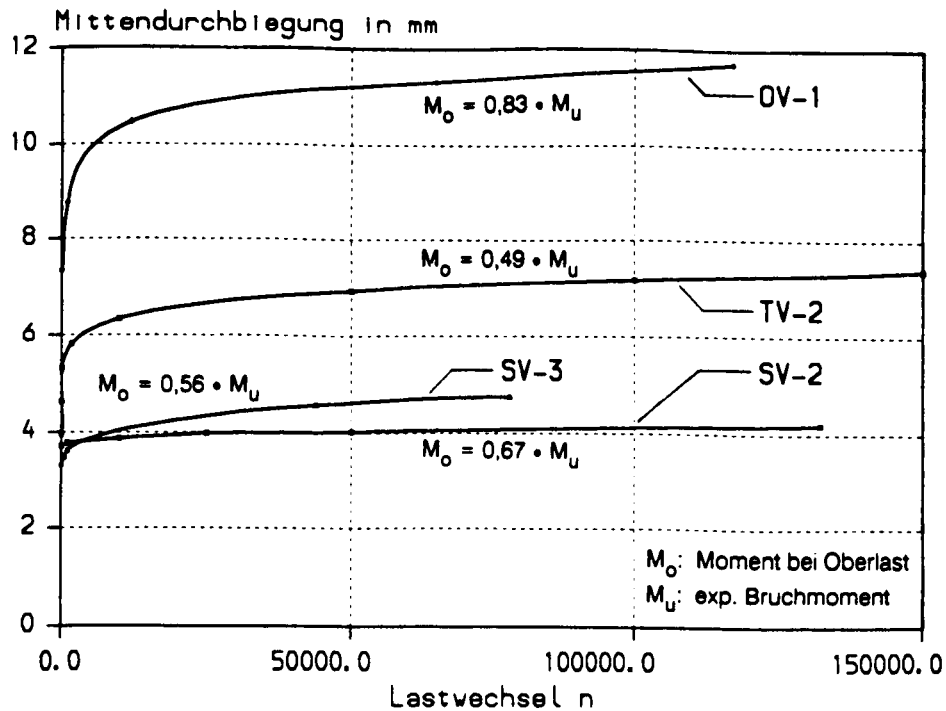
Die gemessenen Daten aller Versuche wurden tabellarisch und grafisch aufbereitet. Wegen des großen Umfangs des Datenmaterials sollen hier nur die Ergebnisse dargestellt und diskutiert werden, die im Hinblick auf die Untersuchungsziele von Interesse sind. Dazu gehören einerseits die Auswirkungen einer Schwellast auf die Gebrauchsfähigkeit gerissener Spannbetonbauteile, insbesondere auf Durchbiegungen und Rißbreiten, andererseits die Biegetragfähigkeit der Versuchskörper. Aussagen zur Ermüdungsfestigkeit sind aufgrund der relativ geringen Lastwechselzahlen nur bedingt möglich.

4.2 Durchbiegungen unter Schwellast im Gebrauchslastbereich

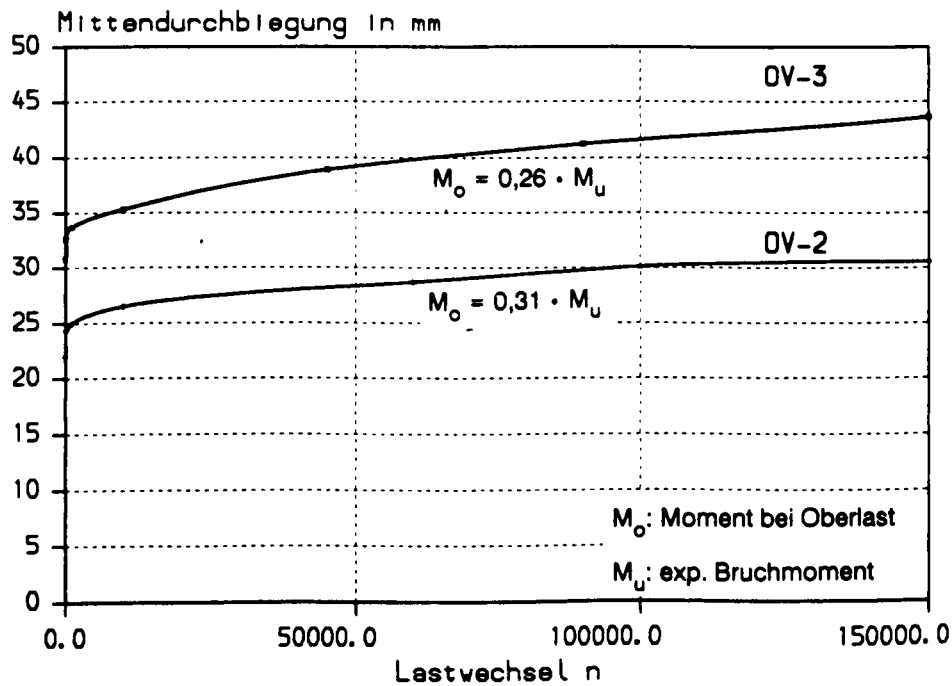
Eine Auswertung der entlang der Balkenachse gemessenen Durchbiegungen in Form von Biegelinien für mehrere Schwellastkombinationen enthalten die Anlagen A33 bis A51. Bild 4.1 zeigt für 4 Einfeldbalken und 2 Plattenstreifen das Anwachsen der Mittendurchbiegung mit der Lastwechselzahl. Die ausgewählten Versuchskörper befanden sich unter Oberlast im Zustand II mit weitgehend abgeschlossenem Rißbild. Zur Einordnung des Lastniveaus der Schwellast ist das Biegemoment bei Oberlast als Anteil des experimentellen Bruchmoments zu jeder Kurve angegeben. Für alle Systeme ergibt sich ein prinzipiell ähnlicher Verlauf mit der größten Verformungszunahme während der ersten 10.000 Lastwechsel und anschließend einem geringeren, annähernd linearen Anstieg. Die geringste Verformungszunahme weist der verbundlos vorgespannte Segmentbalken SV-2 auf. Hier bestimmt allein das zeitabhängige Verformungsverhalten der Biegedruckzone den Anstieg der Durchbiegungen. Bei den anderen Systemen wirkt sich zusätzlich die abnehmende Mitwirkung des Betons auf Zug aus. Diese resultiert aus der zeit- und lastabhängigen Schwächung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung sowie der fortschreitenden Rißbildung des dynamisch auf Zug beanspruchten Betons.

Die Verformungszunahme setzt sich aus den zeitabhängigen Verformungen unter konstanter Last und den durch die zyklische Belastung bewirkten Zusatzverformungen zusammen. Der Anteil der Verformungszunahme, der allein aus Lastwiederholungen resultiert, kann aus den vorliegenden Untersuchungen nicht quantifiziert werden, da keine Parallelversuche unter statischer Last durchgeführt worden sind. Lastwiederholungen direkt nach Einsetzen der Rißbildung wirken sich stärker auf die Abnahme der Bauteilstei-

figkeit aus als Lastwiederholungen bei abgeschlossenem Rißbild, da bei Erstrißbildung die Mitwirkung des Betons auf Zug am größten ist.



a) Einfeldbalken



a) Plattenstreifen

Bild 4.1: Mittendurchbiegung der Einfeldsysteme als Funktion der Lastwechselzahl

Für die 6 in Bild 4.1 ausgewählten Versuche sind in Bild 4.2 die zur Oberlast gehörigen Mittendurchbiegungen f_{exp} bei Erstbelastung und nach 100.000 Lastwechseln, bezogen auf die Durchbiegung nach Elastizitätstheorie f_{elast} , dargestellt. Hierbei wurde für die gemessenen Durchbiegungen die Differenz zwischen Vorspannzustand und äußerer Last eingesetzt. Es wird deutlich, dass der bezogene Zuwachs an Verformungen bei den Segmentbalken, insbesondere dem verbundlos vorgespannten Versuch SV-2, am geringsten ausfällt. Auch bei dem ohne Betonstahlbewehrung ausgeführten Plattenstreifen OV-2, bei dem eine Verbundschwächung infolge Lastwiederholungen nicht auftritt, bleibt der Verformungszuwachs gering.

Die Durchbiegungen der Zweifeldträger weisen tendenziell ähnliches Verhalten auf, allerdings beträgt die Zusatzverformung infolge Schwellast wegen der hohen Gesamtsteifigkeit des Systems lediglich 1 bis 2 mm. Im Versuch OV-6 kündigte sich das Ermüdungsversagen der Betonstahlbewehrung dagegen durch eine Zunahme der Durchbiegungen um ca. 9 mm nach 30.000 Lastwechseln an. Bei diesen statisch unbestimmt gelagerten Systemen war die Frage von Interesse, ob es unter Schwellast zu einer Umlagerung der Schnittgrößen vom Stützquerschnitt ins Feld kommen würde. Ursache hierfür müßte eine Steifigkeitsverminderung im Stützbereich infolge Lastwiederholung bei gleichzeitig unveränderten Steifigkeiten im Feld sein. Derartig gravierende Veränderungen der Steifigkeitsverteilung wurden bei keinem Versuch beobachtet, außer in den Fällen, in denen ein Ermüdungsversagen auftrat bzw. sich durch erhebliche Rißbreitenvergrößerung ankündigte.

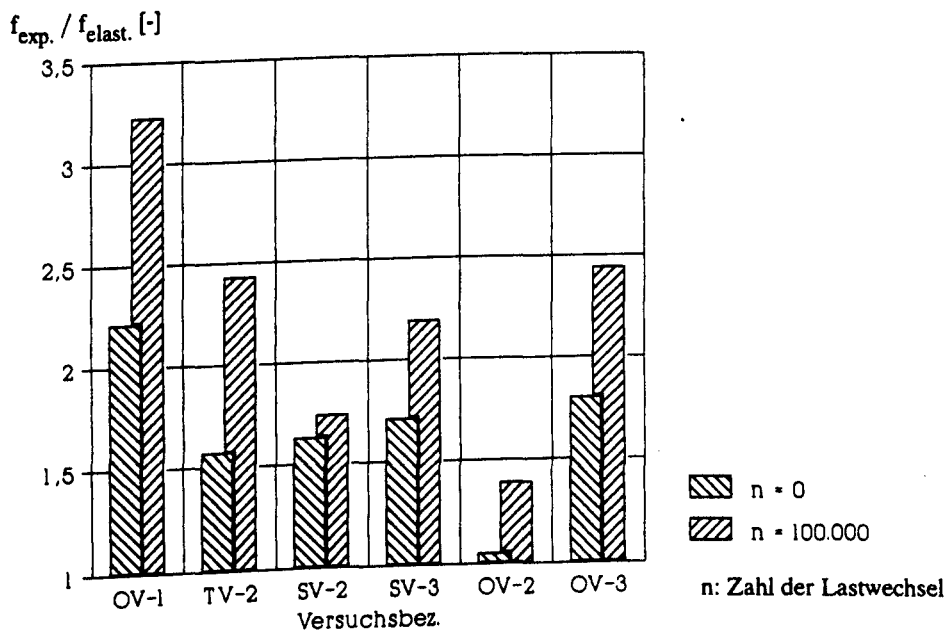


Bild 4.2: Vergleich der Mittendurchbiegung unter Oberlast bei Erstbelastung und nach 100.000 Lastwechseln

4.3 Rißbildung

Im Hinblick auf die Rißbildung unter Schwellast waren besonders 2 Fragestellungen von Interesse:

- 1) Wie verändern sich Rißbreite und Rißbild unter dynamischer Belastung ?
- 2) Erhöht sich bei Vorspannung ohne Verbund, insbesondere bei Segmentbauteilen, die Neigung zur Bildung von Rißvergabelungen unter Schwellbeanspruchung ?

Einachsiale Zugversuche an Betonproben zeigen, daß die Zugfestigkeit von Beton unter zyklischer Belastung niedriger ist als unter statischer Last /21/. Dieses Verhalten bewirkt in Stahlbetonbauteilen zusätzliche Rißbildung und eine Vergrößerung der Rißbreiten infolge nachlassender Verbundfestigkeiten unter Schwellast im Zustand II.

Auch bei den hier geprüften Spannbetonbalken wurden diese Beobachtungen gemacht. Bild 4.3 zeigt exemplarisch die Entwicklung des Rißbildes beim ersten Anfahren der Oberlast des teilweise vorgespannten Spannbetonbalkens TV-1 bis etwa zur rechnerischen Gebrauchslast und nach 30.000 bzw. 600.000 Lastwechseln mit einer Unterlast von 50 % der Oberlast. Das globale Rißbild war bei Erstbelastung weitgehend abgeschlossen. Nach 30.000 Lastwechseln hatte sich ein weiterer Schubriß sowie geringe Rißverlängerungen eingestellt. Im weiteren Verlauf bildeten sich kleine Verästelungen im Bereich bestehender Hauptrisse.

Dieses Verhalten war unabhängig vom Verbund der Spannglieder bei allen Balken weitgehend identisch, wenn ein geringer Anteil im Verbund liegender Betonstahlbewehrung vorhanden war. Die gemessenen Biegerißbreiten vergrößerten sich unter Schwellast um maximal 0,1 bis 0,2 mm. Dabei ist zu bemerken, daß die Reibung der Rißufer beim zyklischen Öffnen und Schließen der Risse zu einem "Ausfransen" der Rißufer führt und damit wahrscheinlich zu einer Vergrößerung der gemessenen Rißbreiten beigetragen hat.

In Bild 4.4 ist die Entwicklung der maximalen Biegeriß- bzw. Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit vom bezogenen Lastmoment für 2 Segmentbalken (SV-1 ohne Verbund, SV-4 mit nachträglichem Verbund der Spannglieder) und den monolithischen Versuchsbalken TV-1 dargestellt. Der Einfluß einer Schwellbelastung mit konstanter Oberlast ist als gestrichelte Linie eingetragen. Auffallend ist beim Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund das rasche Aufgehen der Segmentfugen bei Lasterhöhung über die Dekompression hinaus, das durch das Fehlen einer rißverteilenden Bewehrung in den Segmentfugen erklärt werden kann und bereits bei vorhergehenden Untersuchungen (/7/, /8/)

beobachtet wurde. Der Verbund der Spannglieder beim Versuch SV-4 bewirkt dagegen auch nach Überschreiten des Dekompressionsmoments zunächst noch eine gewisse Begrenzung der Fugenspaltbreite. Erst bei einer Schwelllast, die deutlich über der Gebrauchslast liegt, zeigt sich eine Lockerung des Spanngliedverbunds, so daß die Fugenspaltbreite von 0,2 auf 0,5 mm anwächst. Mit Annäherung an die Bruchlast steigt die Fugenspaltbreite dann bei beiden Segmentbalken stark an.

Demgegenüber weist Versuchsbalken TV-1 eine günstige Rißbreitenentwicklung mit kleinen Rißabständen bis zum Bruch auf. Im Gegensatz zum verbundlos vorgespannten Balken OV-1 mit etwas größeren Rißabständen dringen hier die Schubrisse im bruchlastnahen Bereich bis in den Zuggurt vor (vgl. Bild 3.4).

Die Auswirkungen einer im Verbund liegenden Betonstahlbewehrung bei Vorspannung ohne Verbund werden am Beispiel der Plattenstreifen OV-2 und OV-3 deutlich. Der mittlere Rißabstand bei abgeschlossenem Rißbild entspricht bei OV-2 mit $\mu_s = 0,00$ etwa der Querschnittshöhe d , bei OV-3 mit $\mu_s = 0,52$ dagegen etwa $d/2$ (vgl. Anlage A52). Eine Stabilisierung des Rißbildes mit nicht mehr veränderlichen Rißabständen trat bei OV-2 sehr rasch nach Erstrißbildung ein, während sich die endgültigen Rißabstände bei OV-3 erst nach weiterer Laststeigerung über die Erstrißlast hinaus einstellen.

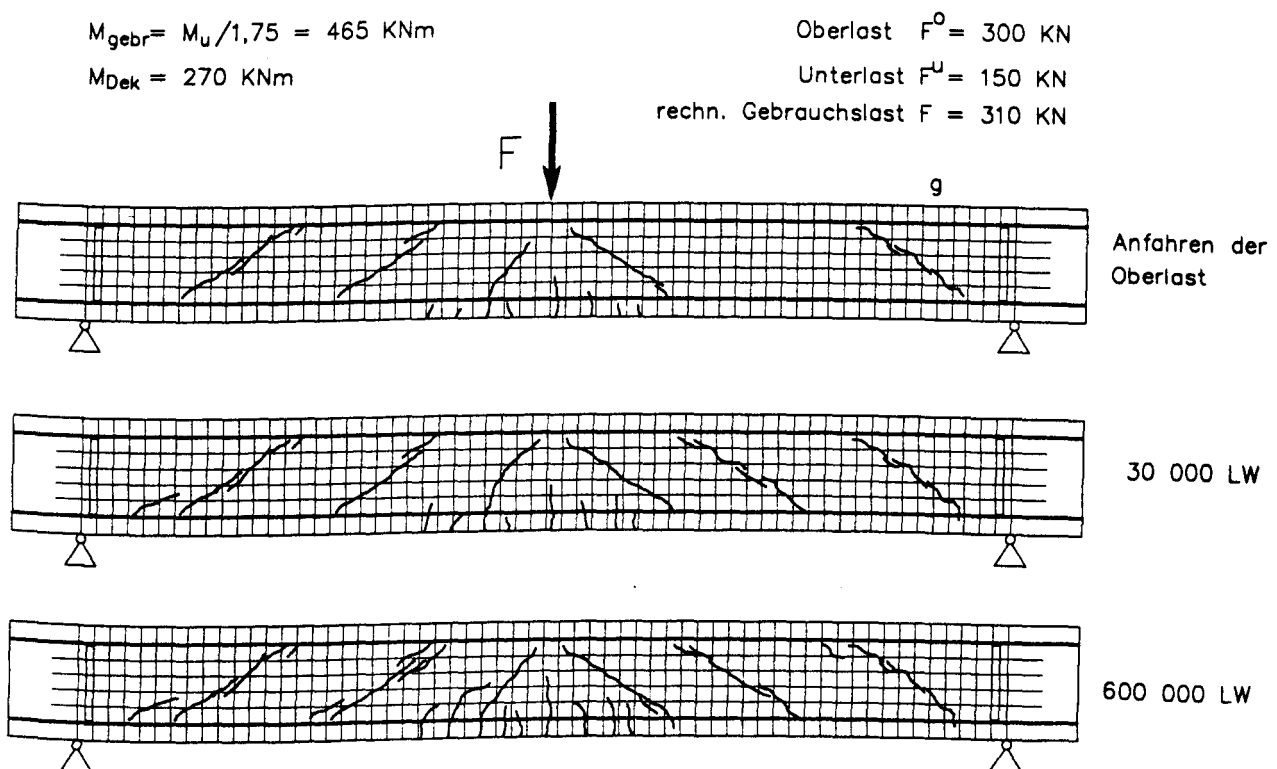


Bild 4.3: Entwicklung des Rißbildes unter Schwellbelastung beim teilweise vorgespannten Einfeldbalken TV-1 mit nachträglichem Verbund für verschiedene Lastwechselzahlen

Bei den Zweifeldträgern hat der fehlende Verbund der Spannbewehrung nur geringe Auswirkungen. Die Rißbildung wurde bei den hier vorliegenden, geringen Vorspanngraden überwiegend durch die Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung gesteuert.

Für einige Zweifeldträger ist die Entwicklung der maximal gemessenen Rißbreiten unter schwellender Belastung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für mehrere Kombinationen von Ober- zu Unterlast in Bild 4.5 zusammengestellt. Als Anhaltswerte zur Einordnung der Schwellbelastung sind die rechnerischen Gebrauchslasten angegeben, die sich aus der Bruchlast bei Division durch den Sicherheitsbeiwert 1,75 ergeben. Auch hier blieb die Rißbreitenzunahme im Gebrauchslastbereich unter 0,1 mm. Erst im Bereich der Bruchlast bildeten sich bei den Versuchsträgern mit verbundlosen Spanngliedern einzelne, breite Hauptrisse, in denen sich die Verformungen konzentrierten.

Die Rißbilder für den Bruchzustand sind im Anhang, Seite A52 - A59, dargestellt.

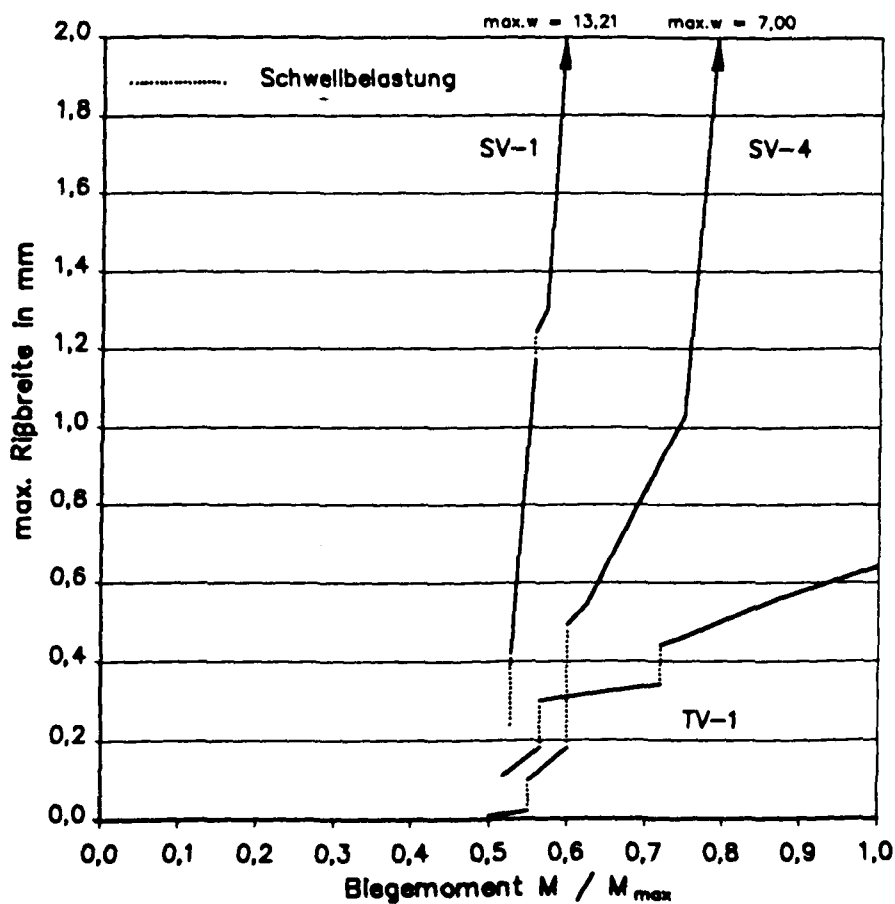
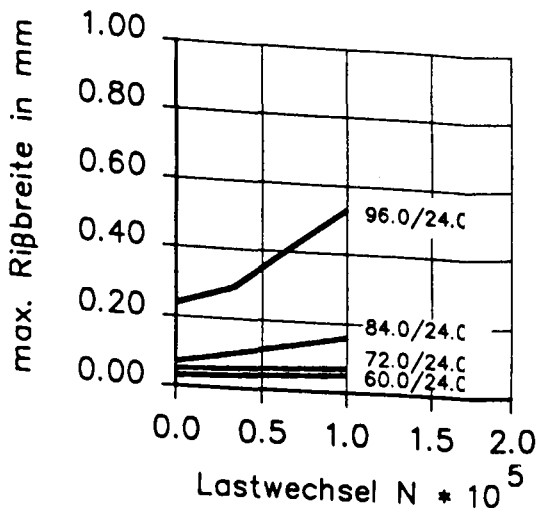
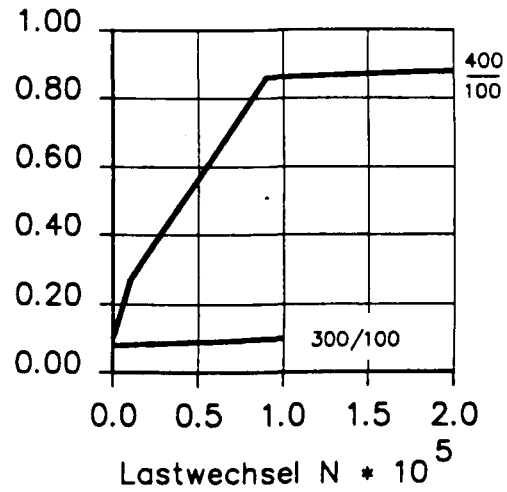


Bild 4.4: Entwicklung der maximalen Rißbreite bzw. Fugenspaltbreite in Abhängigkeit vom bezogenen Lastmoment für 3 Einfeldbalken (M_{max} : größtes, im Versuch aufgebrachtes Biegemoment)



Versuch OV-4

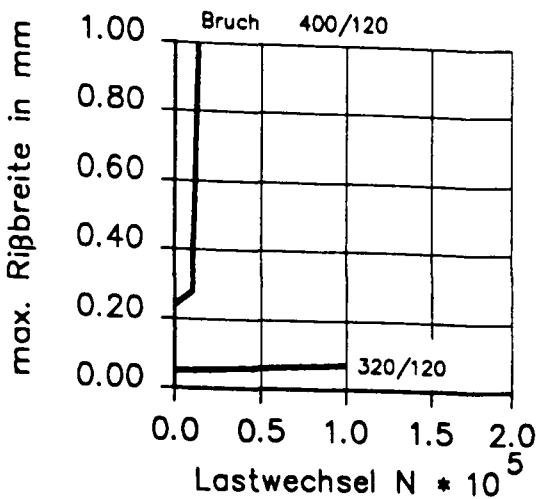
$$F_{\text{gebr}} = 63 \text{ KN}$$



Versuch OV-5

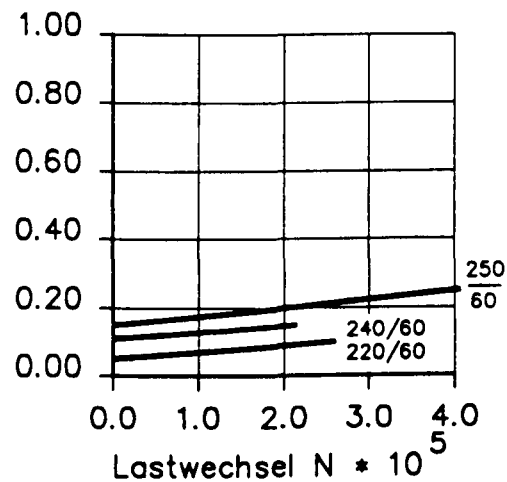
$$F_{\text{gebr}} = 236 \text{ KN}$$

angegeben sind jeweils Ober- und Unterlast



Versuch OV-6

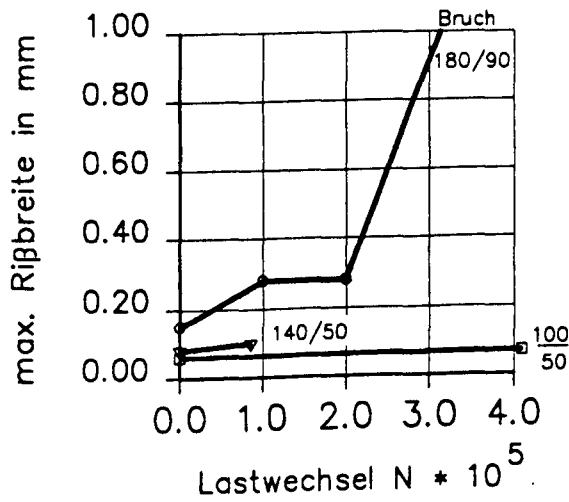
$$F_{\text{gebr}} = 242 \text{ KN}$$



Versuch OV-7

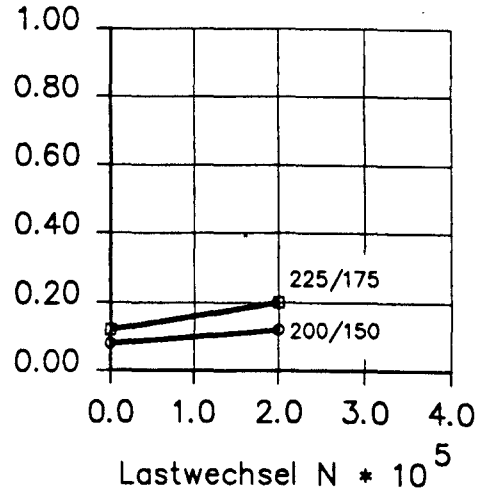
$$F_{\text{gebr}} = 211 \text{ KN}$$

Bild 4.5.a: Entwicklung der maximalen Rißbreite der Zweifeldträger mit Vorspannung ohne Verbund unter Schwellbelastung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl



Versuch TV-3

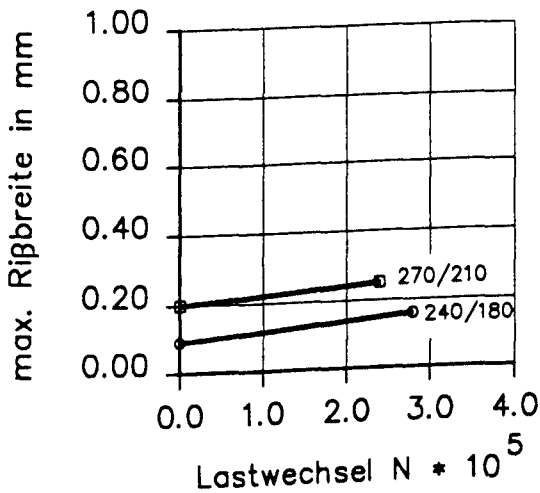
$$F_{\text{gebr}} = 168 \text{ KN}$$



Versuch TV-4

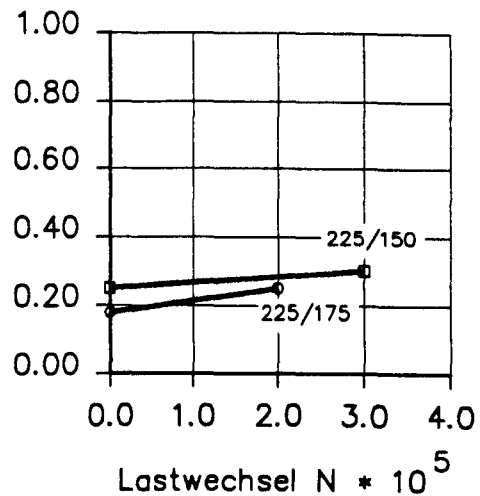
$$F_{\text{gebr}} = 190 \text{ KN}$$

angegeben sind jeweils Ober- und Unterlast



Versuch TV-5

$$F_{\text{gebr}} = 231 \text{ KN}$$



Versuch TV-6

$$F_{\text{gebr}} = 164 \text{ KN}$$

Bild 4.5.b: Entwicklung der maximalen Ribbreite der Zweifeldträger (Vorspannung mit nachträglichem Verbund) unter Schwellbelastung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Das Versagen der Spannbewehrung mit nachträglichem Verbund infolge Materialermüdung erfolgte im Versuch TV-3 ohne vorherige Rißaufweitung. Erst beim Bruch der Einzeldrähte der Litze stellte sich eine Durchbiegungszunahme mit Rißbreitenvergrößerung ein. Bei den beiden verbundlos vorgespannten Versuchsbalken OV-1 und OV-6 dagegen stellten sich plastische Verformungen im Betonstahl ein, die zur erheblichen Aufweitung eines einzelnen Risses im Feld führten. Vor dem endgültigen Versagen des Betonstahls wurde hier die Schwellbelastung abgebrochen.

Der grundsätzliche Prozeß der Rißbildung bei ohne Verbund vorgespannten Biegetragwerken wird u.a. in /14/ detailliert beschrieben und experimentell belegt. Dabei wird besonders auf die Gefahr einer frühzeitigen Vergabelung von Biegerissen bei Bauteilen ohne oder mit nur geringem Betonstahlgehalt hingewiesen. Ursache dieser parallel zum Druckgurt verlaufenden Risse sind erhebliche Querkzugspannungen zwischen den Biegerissen. Sie entstehen aus dem Scheibenspannungszustand bei großer Exzentrizität der Druckkraft und führen bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zur Vergabelung des ursprünglich senkrecht zur Randfaser verlaufenden Biegerisses. Damit einher geht ein sprunghafter Anstieg der Rißbildung. Mit wachsendem Betonstahlgehalt führt die Wirkung der Verbundspannungen zur Verringerung des Rißabstandes, die außermittige Scheibenbeanspruchung zwischen zwei Biegerissen verliert an Bedeutung.

Zur Erzielung eines möglichst duktilen Tragverhaltens des Bauteils und zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit sollte zwischen dem Lastniveau bei Erstrißbildung und dem bei Rißvergabelung ein ausreichend großer Unterschied vorhanden sein. DIN 4227 Teil 6 trägt dieser Forderung dadurch Rechnung, daß beim Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite Mindestanforderungen an den Betonstahlgehalt gestellt werden, oder aber die Ausmitte e des Lastangriffs unter erhöhten Gebrauchslasten zu beschränken ist.

Da eine schwellende Belastung die Betonzugfestigkeit vermindert, besteht bei Wechselnlasten unter Umständen die Gefahr einer vorzeitigen Rißvergabelung und sprunghaften Rißbreitenerhöhung. Von den durchgeführten Versuchen sind insbesondere die Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund, SV-1 und SV-2, sowie der ohne Betonstahlbewehrung ausgeführte Plattenstreifen OV-2 im Hinblick auf eine Rißvergabelung zu untersuchen.

Die Rißbilder in Bild 4.6 zeigen einen Ausschnitt aus der Trägermitte dieser 3 Versuchskörper im Bereich konstanter Momentenbeanspruchung. Die Werte an den Markierungen geben die Lastgröße an, bezogen auf die im Versuch aufgebrachte Maximalast. Die Schwellast, deren Oberlast beim 0,62-fachen der experimentellen Bruchlast,

also erheblich oberhalb der rechnerischen Gebrauchslast lag, hatte keinen sichtbaren Einfluß auf das Rißbild. Die Rißbreiten änderten sich während der Schwellbeanspruchung nur unwesentlich. Eine Vergabelung von Biegerissen setzte bei Plattenstreifen OV-2 erst bei etwa 75 % der Bruchlast ein. Sie war mit einer Vergrößerung der maximalen Rißbreite um ca. 0,2 mm verbunden und fiel somit wesentlich geringer aus, als bei den in /14/ untersuchten, zentrisch vorgespannten Plattenstreifen.

Bei den Segmentbalken öffneten sich die Segmentfugen nach Überschreiten der Dekompressionslast sehr rasch bis etwa zur halben Steghöhe. Die Verlängerung der Risse während der Schwellbeanspruchung mit konstanter Oberlast ist in Bild 4.6 durch das hochgestellte Komma gekennzeichnet. Die im Verhältnis zum Steg sehr breite und steife Druckzone war zunächst nahezu zentrisch beansprucht. Erst bei weiterer Laststeigerung und Aufgehen der Segmentfuge bis in den Obergurt traten nennenswerte Querkzugspannungen im Steg auf. Kurz vor dem Versagen des Versuchskörpers bildete sich, ausgehend von der offenen Segmentfuge, ein horizontaler Riß zwischen Steg und Obergurt, der durch die örtliche Konzentration der Rotation im Segmentfugenbereich erklärt werden kann. Gleichzeitig entstanden infolge der Einschnürung der Druckzone bis zu einer Höhe von etwa 5 cm und der damit verbundenen exzentrischen Einleitung der Biegedruckkraft in den Obergurt mehrere Biegerisse an der Unterseite des Obergurts. Das Versagen trat durch Zerstörung der Druckzone ein.

Bei den Segmentbalken mit nachträglichem Verbund blieb die Einschnürung der Druckzone geringer. Der Bruch trat hier bereits bei einer geringeren Fugenspaltbreite durch das Reißen der Spannstahllitzen ein. Horizontale Risse zwischen Steg und Obergurt und Biegerisse an der Unterseite des Obergurts hatten sich bei diesen Versuchsträgern nicht gebildet.

Bei den Versuchen mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung spielte die Vergabelung der Biegerisse bis zum Bruch praktisch keine Rolle. Das gleiche gilt für die untersuchten Zweifeldträger.

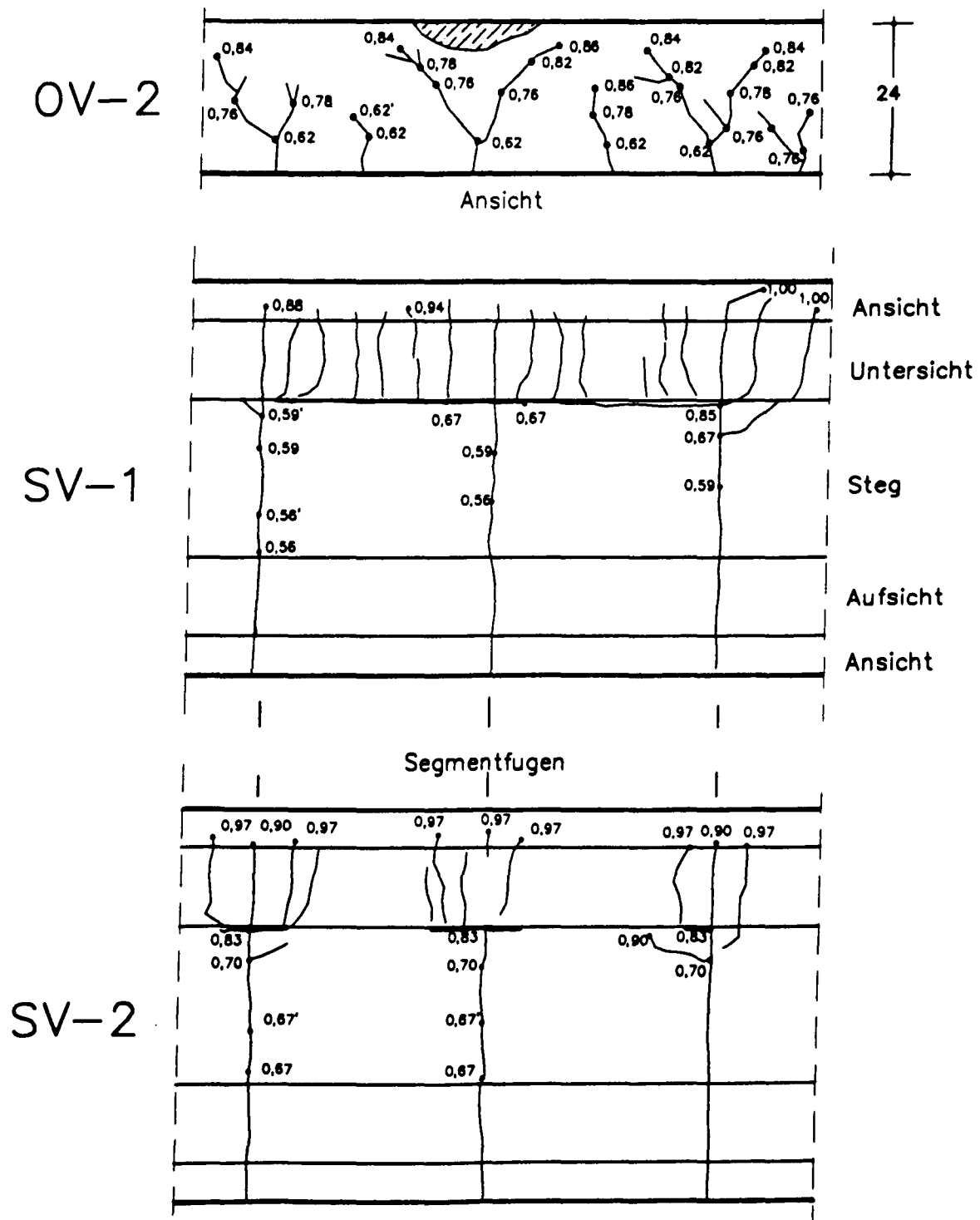


Bild 4.6: Entwicklung der Rißbilder in Balkenmitte bei Laststeigerung F/F_{\max}

a) OV-2: Plattenstreifen mit VoV., $\mu_s = 0,00$

b) SV-1 und SV-2: Segmentbalken mit VoV.

4.4 Betondehnungen

Die Entwicklung der mit Dehnmeßstreifen in der Druckzone gemessenen Betonstauchungen ist für ausgewählte Laststufen in den Anlagen A61 bis A81 über der Trägersachse dokumentiert. Obwohl die nur punktuell gemessenen Stauchungen kein vollständiges Bild der Dehnungsverteilung über der Längsachse liefern, sind die Einzelwerte einer Laststufe aus Gründen der Übersichtlichkeit durch Geradenzüge verbunden.

Unter Schwellast stellte sich ein geringfügiger Anstieg der gemessenen Stauchungen ein, der mit den bereits beschriebenen Mechanismen der Verbundlockerung und der Verminderung der Betonzugfestigkeit im Einklang steht. Weitergehende Auswirkungen der Schwellbeanspruchung waren in der Biegedruckzone nicht zu erwarten. Die maximal gemessenen Betonstauchungen im Bruchversuch lagen in Einzelfällen bei über 5,0 ‰.

Von besonderem Interesse zur Beurteilung der Steifigkeits- und Schnittgrößenverteilung in den Zweifeldträgern sind neben den Auflagerkräften die über der Mittelstütze an Ober- und Unterseite gemessenen Betonrandverformungen. Sie sind als Last - Krümmungsdiagramme in den Anlagen A82 bis A89 dargestellt. Dabei ist im oberen Teil der vollständige Last - Krümmungsverlauf dargestellt, im unteren Teil ist die Schwellphase nochmals vergrößert herausgezeichnet.

Die veränderliche Belastung führt zu bleibenden Verformungen, die aber im Vergleich zur maximalen Krümmung gering bleiben. Eine Verminderung der Biegesteifigkeit, die aus der Steigung der Krümmungslinie ablesbar ist, erfolgt lediglich bei den sehr hohen Oberlasten in relativ geringem Maße. Eine signifikante Umlagerung von Schnittgrößen vom Stützquerschnitt zu den Feldern ist daher in dem untersuchten Schwellastbereich nicht zu erwarten.

4.5 Stahldehnungen

Die Stahldehnungen von Beton- und Spannstahl sind hinsichtlich der Beurteilung der Ermüdungsgefahr von Bedeutung. Dabei ist die Ermittlung der tatsächlichen, maximalen Spannungsamplitude im Rißquerschnitt problematisch. Die punktuelle Messung mit Dehnmeßstreifen direkt auf der Bewehrung liefert im allgemeinen keine Aussage über die maximale Stahlspannung im Riß. Die komplexen Zusammenhänge bei Balkenversuchen, zumal bei statisch unbestimmten Systemen, erschweren den Vergleich mit rechnerischen Werten. Die Berechnung der Stahlspannungen aus Dehnungsmessungen an der Betonoberfläche, die hier mittels eines Setzdehnungsmessers mit einer Meßbasis von 100 mm durchgeführt wurden, unterstellt im allgemeinen eine gleichmäßige Dehnung über die Meßlänge. Wie in /4/ gezeigt wird, trifft diese Annahme wegen des örtlichen Spannungsabfalls im Rißbereich nicht zu und kann zu einer beträchtlichen Unterschätzung der tatsächlichen Stahlspannungsschwingbreite führen.

Die in der nachfolgenden Tabelle für einige Schwellastkombinationen genannten, maximalen Schwingbreiten, die für Betonstahl aus Dehnungsmessungen direkt auf dem Bewehrungsstahl und für den Spannstahl mittels eines Setzdehnungsmessers unter Annahme eines Elastizitätsmoduls von 210.000 bzw. 195.000 N/mm² ermittelt wurden, sind daher mit erheblichen Streubreiten behaftet. Vergleichsweise genau können die Oberspannungen und Schwingbreiten der Litzenspannglieder ohne Verbund angegeben werden. Die anderen Werte sind dagegen vornehmlich als Anhaltswerte zur Abschätzung der Größenordnung der Schwellbelastung zu verstehen. Dies gilt auch für die zur Oberlast gehörige Spannstahlspannung. Die auf Einzeldrähten der Litze aufgebrachten Dehnmeßstreifen lieferten größtenteils keine zuverlässigen Dehnungsangaben. Darüber hinaus fielen bei diesen Messungen zahlreiche Meßstellen durch mangelhaften elektrischen Kontakt, Feuchtigkeitseinfluß oder mechanische Beschädigung aus.

Versuch	Unter-/ Oberlast	Rechnung	Messung		
		Betonstahl		Spannstahl	
		$\Delta\sigma_{s, \text{Rechn.}}$	$\Delta\sigma_s$	σ_z (Oberlast)	$\Delta\sigma_z$
	[kNm] bzw. [kN]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
OV-1	180/420	174	75	1104	14
	180/480	356	352	1148	52
TV-1	150/375	84	30	~ 950	30
	225/450	146	89	bis	100
	300/525	218	107	1100	140
TV-2	150/400	129	171	~1050	100
	200/450	186	210	~1150	170
SV-1	150/390	–	–	917	48
SV-2	150/420	–	–	1216	41
SV-3	150/350	–	–	986	63
SV-4	150/360	–	–	956	68
OV-2	32/80	–	–	1100	21
OV-3	32/80	144	186	1000	55
	32/88	213	252	1012	71
OV-4	13/32	36	73	1086	8
	13/45	259	132	1086	14
	13/51	420	214	1100	28
OV-5	100/300	127	163 (s)	1000	0
	100/400	274	345	1014	10
OV-6	120/400	460	500 (f)	1000	0
OV-7	60/200	38	33	993	0
	60/250	95	136 (s)	1000	0
TV-3 *	90/180	190	221 (f)	~ 950	190
TV-4	100/150	129	10		13
	150/200	144	64	~ 1000	122
	175/225	146	93 (s)		139
TV-5	180/240	165	98	~ 950	66
	240/300	177	64 (s)	1050	101
TV-6	100/150	12	28		32
	150/200	184	66	~ 1100	88
	150/225	277	163 (s)		191
TV-7	100/150	10	20	~ 920	20
	150/200	23	50 (s)		52
TV-8 *	125/200	316	93		118
	125/225	429	210	~ 1100	200
	125/248	432	294 (s)		220

* Bruch der Litze

(s) im Stützquerschnitt
(f) im Feldquerschnitt

Bild 4.6: Rechnerische und gemessene Schwingbreiten im Beton- und Spannstahl unter Schwellbeanspruchung

4.6 Auflagerkräfte der Zweifeldträger

Die in den äußeren Auflagerpunkten gemessenen Auflagerkräfte sind in den Anlagen A90 bis A93 für die symmetrischen Lastfälle dargestellt. Zum Vergleich ist die aus der Berechnung nach Elastizitätstheorie resultierende Auflagerkraft gestrichelt eingetragen. Im ungerissenen Zustand folgt die Entwicklung der experimentellen Auflagerkräfte weitgehend den rechnerischen Werten. Der geringe horizontale Versatz zwischen berechneter und gemessener Kraft kann durch die Auflagerkräfte aus den Zwangsmomenten infolge Vorspannung erklärt werden. Die Schwellbeanspruchung bewirkt lediglich geringfügige Veränderungen der Auflagerkräfte. Abhängig davon, ob unter Schwellast die Schwächung des Stützquerschnitts oder die des Feldquerschnitts überwiegt, wächst die äußere Auflagerkraft (OV-5) oder die des Mittelauflegers (OV-7).

Da die Rißbildung über dem Mittelaufleger und in den Feldern nahezu gleichzeitig einsetzt, weicht die Steifigkeitsverteilung im Zustand II nur unwesentlich von derjenigen im Zustand I ab. Schnittgrößenumlagerungen nach Einsetzen der Rißbildung sind nur dort zu erwarten, wo die Dekompressionslast von Feld- und Stützquerschnitt deutlich unterschiedlich ist. Dies ist bei den Versuchen OV-7 und TV-5 der Fall. Beim Versuch TV-5 macht sich jedoch der Einfluß der Auflagerkräfte aus Zwangsmomenten bemerkbar, der bei der geradlinigen Spanngliedführung zu abhebenden Kräften in den äußeren Auflagerpunkten führt. Mit fortschreitender Belastung nähert sich jedoch auch beim Versuch TV-5 die Verteilung der Auflagerkräfte der rechnerischen Geraden an. Das legt den Schluß nahe, daß die Zwangsmomente durch Rißbildung weitgehend abgebaut wurden. Im Gegensatz dazu wirken bei parabelförmiger Spanngliedführung die Auflagerkräfte aus Zwang infolge Vorspannung denen aus äußerer Last gleichgerichtet. Infolge der geringen Vorspannkräfte ist eine Aussage über die Entwicklung der Zwangsmomente bei Laststeigerung für die anderen Balken nicht möglich, zumal Abweichungen der Auflagerkräfte nach E.-Theorie von der Schnittgrößenumlagerung der äußeren Belastung überlagert werden.

4.7 Spannkraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund

Die Biegetragfähigkeit von Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund kann im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund nicht anhand einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden, da sich das Spannglied gegenüber dem umgebenden Beton ungehindert verschieben kann. Die Vorspannkraft wird lediglich über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Tragwerk eingeleitet. Der Spannungszuwachs $\Delta\sigma_v$ im Spannglied ist abhän-

gig vom Tragverhalten des Gesamtsystems und ergibt sich aus dem Integral der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse:

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta L}{L} \cdot E_z = \int \epsilon_{bv} ds \cdot E_z \quad (4.1)$$

mit $\Delta\sigma_v$ Spanngliedspannungszuwachs
 $\Delta L/L$ Dehnungszuwachs im Spannglied
 E_z Elastizitätsmodul des Spannstahls
 ϵ_{bv} Betondehnungen in Höhe der Spannstahlachse

Der wesentliche Anteil des Spannungsanstiegs tritt erst nach dem Übergang in den Zustand II bei deutlicher Durchbiegungszunahme ein. Unter Gebrauchslasten verändern sich die Spanngliedspannungen nur wenig. Bei der hier durchgeführten Schwellbeanspruchung von Ein- und Zweifeldsystemen blieben die Spannungsamplituden in den Spanngliedern in allen Fällen unter 70 N/mm^2 und überschritten die nach DIN 4227 Teil 6 im Gebrauchszustand zulässigen Spannungen nicht.

Bei Beginn des Bruchversuchs hatten sich im Vergleich zum Ausgangszustand zur Zeit $t = 0$ lediglich geringe Spannungsänderungen bis zu maximal 3 % der Anfangsspannung σ_{v0} ergeben. Den zeitabhängigen Spannkraftverlusten infolge Schwinden, Kriechen und Relaxation hatte sich hier offenbar eine Spannungserhöhung im Spannstahl als Folge der bleibenden Durchbiegungen aus Schwellbeanspruchung überlagert. Die Angaben zu den Spannungszuwächsen werden im folgenden auf den Wert zu Beginn des Bruchversuchs bezogen.

In Bild 4.7 sind die gemessenen Spannungszuwächse $\Delta\sigma_v$ für die sieben monolithischen Versuchskörper mit Vorspannung ohne Verbund in Abhängigkeit von der aufgetragenen Last dargestellt und mit rechnerischen Werten verglichen. Die Berechnung der Vorspannkraft erfolgte mit einem freundlicherweise vom Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe zur Verfügung gestellten Finite - Element Programm. Das Programm, das in /22/ vorgestellt wird, erlaubt die Ermittlung der Vorspannkraft in Spanngliedern ohne Verbund in Abhängigkeit von der aufgetragenen Last. Rißbildung und Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen werden berücksichtigt. Wesentliche Einflußgrößen der numerischen Berechnung sind die verwendeten Stoffgesetze. Im vorliegenden Fall wurde für den Werkstoff Beton mit einem Parabel - Rechteck - Diagramm nach DIN 1045 gerechnet. Die Bruchdehnung bei Zugbelastung wurde mit $0,1 \text{ ‰}$, die maximale Stauchung mit $4,0 \text{ ‰}$ angenommen. Für die Bewehrung wurde eine bilineare Spannungs - Dehnungslinie unterstellt. Im Werkstoffgesetz des Betonstahls

wird mit einer Verfestigung von ca. 2,5 % des ursprünglichen Elastizitätsmoduls nach Überschreiten der Fließgrenze gerechnet. Tension Stiffening, also die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, wird in der Stahl - Arbeitslinie berücksichtigt.

Traglast und Spannungszuwachs werden durch die Berechnung in den meisten Fällen mit ausreichender Genauigkeit wiedergegeben. Bei den Versuchen OV-1 und OV-6 muß berücksichtigt werden, daß durch die Schwellbeanspruchung eine gewisse Vorschädigung der Betonstahlbewehrung vorhanden war, ohne die sich möglicherweise eine höhere Traglast ergeben hätte. Das Programm, in dem zeit- und lastpfadabhängige Einflüsse nicht berücksichtigt werden, überschätzt in diesen Fällen verständlicherweise die Traglast. Auch bei den Plattenstreifen OV-3 und OV-4 wird der Spannungszuwachs im Spannstahl geringfügig überschätzt.

Die Berechnung der Versuchsträger ohne durchgehende Biegezugbewehrung im Verbund, dem Plattenstreifen OV-2 und den Segmentbalken SV-1 und SV-2, führte zu einem vorzeitigen Programmabbruch aufgrund von Konvergenzschwierigkeiten.

In vielen Anwendungsfällen stellt eine nichtlineare numerische Berechnung einen zu hohen Aufwand dar, wenn lediglich der Spannkraftzuwachs im Bruchzustand von Interesse ist. Daher bestehen verschiedene, einfache Näherungsformeln, die aus Modellvorstellungen unter Berücksichtigung von Versuchsergebnissen abgeleitet wurden.

DIN 4227 Teil 6 gibt für Platten mit einem Verhältnis Spannweite l zu Plattendicke d größer 15 einen einfachen Näherungsansatz zur Ermittlung der Spannstahlspannung im Bruchzustand an, mit dem die Spanngliedlänge Δl bei Annahme einer Durchbiegung von $l/50$ im Feld ermittelt wird zu:

$$\Delta l = \frac{3 \cdot f \cdot h}{l} = h/17 \quad (4.2)$$

Der Spannungszuwachs im Spannglied im rechnerischen Bruchzustand beträgt

bei Feldquerschnitten $\Delta \sigma_{vu} = \Delta l / L \cdot E_z$

bei Stützquerschnitten $\Delta \sigma_{vu} = (\Delta l_1 + \Delta l_2) / L \cdot E_z$

mit L : Länge des Spannglieds zwischen den Verankerungspunkten

E_z Elastizitätsmodul des Spannstahls

Das Anwendungsgebiet dieses einfachen Ansatzes ist auf Platten mit einer Mindestschlankheit beschränkt. Stellvertretend für verschiedene andere Lösungsvorschläge, die auch bei vorgespannten Balken anwendbar sind, seien an dieser Stelle die Untersuchun-

gen von Hegger /23/ und Vielhaber /24/ genannt. Zimmermann leitet in /25/ aus Parameterstudien an einem numerischen Modell Bemessungsdiagramme ab, die ebenfalls die Ermittlung der Spannstahlspannungen im Bruchzustand erlauben.

Bild 4.8 zeigt einen tabellarischen Vergleich der Spannungszuwächse, die im Versuch gemessen wurden, und den nach verschiedenen Näherungsverfahren ermittelten Werten.

Obwohl rechnerischer und experimenteller Spannungszuwachs teilweise erheblich voneinander abweichen, bleiben die Auswirkungen auf die Summe der Spannstahlspannungen, die letztlich das Bruchmoment bestimmen, gering. Dies wird beim graphischen Vergleich der Spannstahlspannungen σ_{vu} in Bild 4.9 deutlich. Der einfache Ansatz nach Hegger liefert für die Bemessung des Bruchzustandes einen in allen dargestellten Fällen auf der sicheren Seite liegenden Wert. Genauere, aber teilweise auch auf der unsicheren Seite liegende Angaben ergeben sich aus der durchgeführten numerischen Berechnung nach /22/.

Der Vorteil einer in der Regel aufwendigeren numerischen Berechnung liegt in der Möglichkeit, den vollständigen Last - Verformungsweg des Bauteils nachzuvollziehen und daraus Angaben zu jedem beliebigen Belastungszustand abzuleiten. So kann beispielsweise die Beurteilung der Gebrauchsfähigkeit eines bestehenden Bauwerks nach Rißbildung infolge einer unplanmäßig hohen Belastung anhand eines numerischen Modells erfolgen. Die Berücksichtigung von Werkstoffgesetzen, die zeit- und lastabhängige Einflüsse erfassen, wäre dazu sinnvoll.

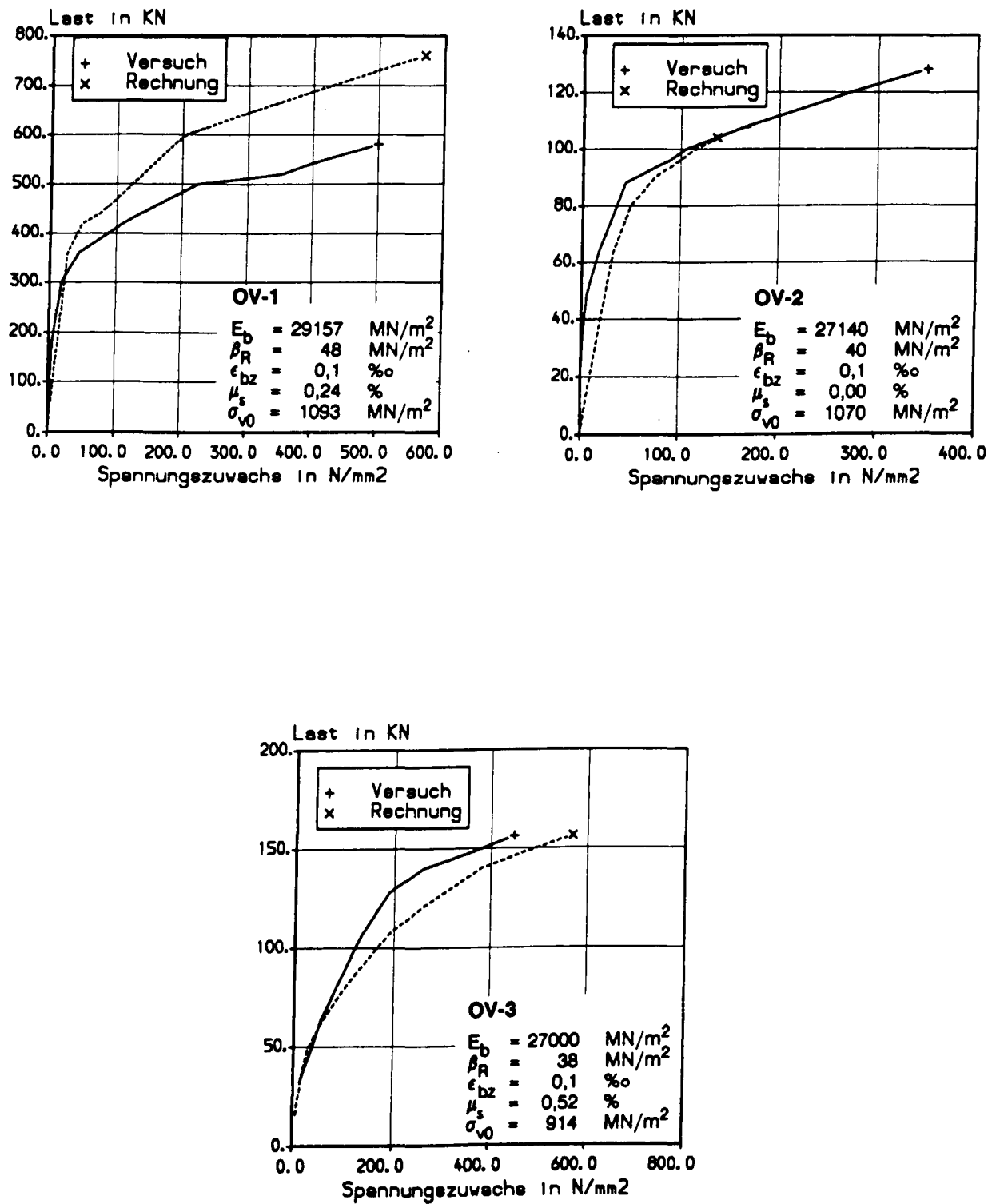


Bild 4.7.a: Vergleich von gemessenem und berechnetem Spannungszuwachs für Einfeldträger OV-1 und Plattenstreifen OV-2 und OV-3 im Bruchversuch

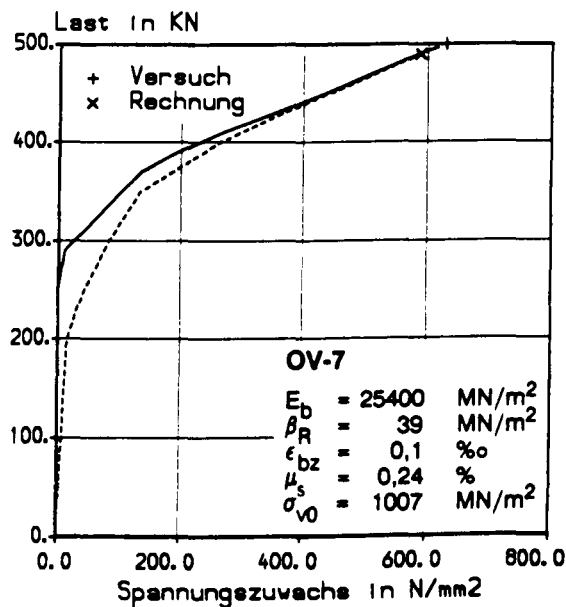
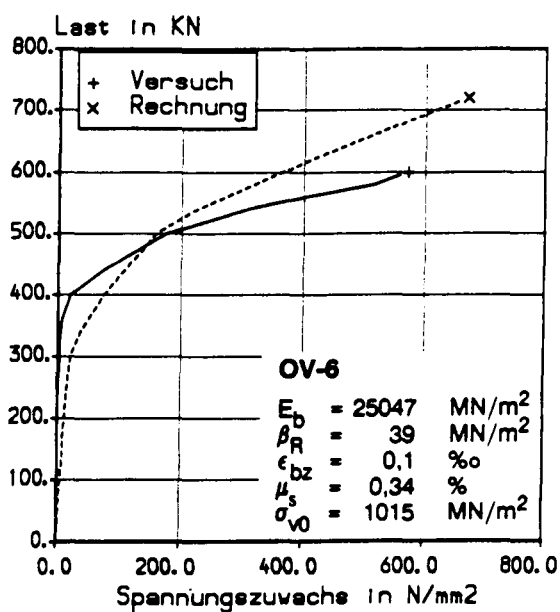
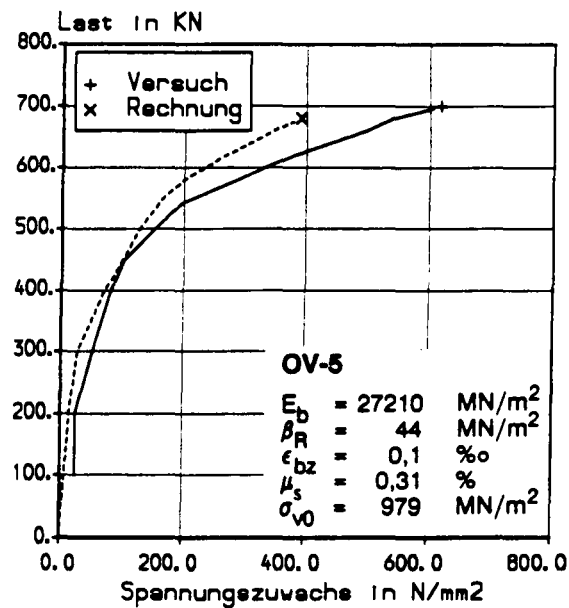
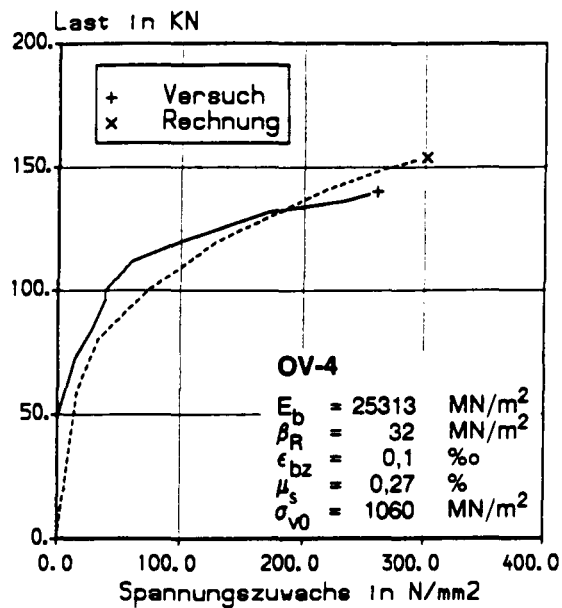
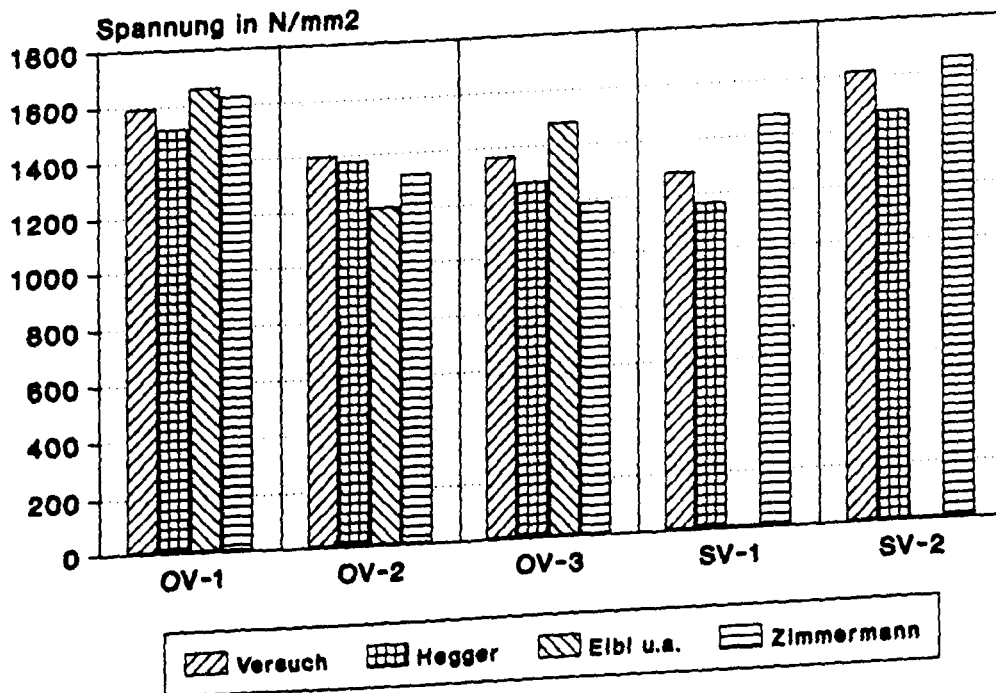


Bild 4.7.b: Vergleich von gemessenem und berechnetem Spannungszuwachs für Zweifeldsysteme (Bruchversuch)

Vers. bez.		Versuchswerte			Berechnung von $\Delta\sigma_w$ nach			
		σ_0	σ_w	$\Delta\sigma_w$	DIN 4227 /9/ und /12/	Hegger /23/	Eibl u.a. /22/	Zimmermann /25/
		[N/mm ²]			[N/mm ²]			
OV-1	Einfeld	1093	1593	500	110	424	570	535
OV-2		1070	1399	329	353	307	—	251
OV-3		914	1364	450	353	355	512	273
OV-4	Zweifeld	1060	1321	261	367	124	314	239
OV-5		979	1600	621	0	211	429	436
OV-6		1015	1586	571	0	413	670	526
OV-7		1007	1636	629	0	310	588	531
SV-1	Segment	890	1280	390	110	276	—	585
SV-2		1214	1614	400	110	258	—	440

Bild 4.8: Vergleich der gemessenen Spannstahlspannungszuwächse mit rechnerischen Werten nach unterschiedlichen Näherungsansätzen

Einfeldsysteme



Zweifeldsysteme

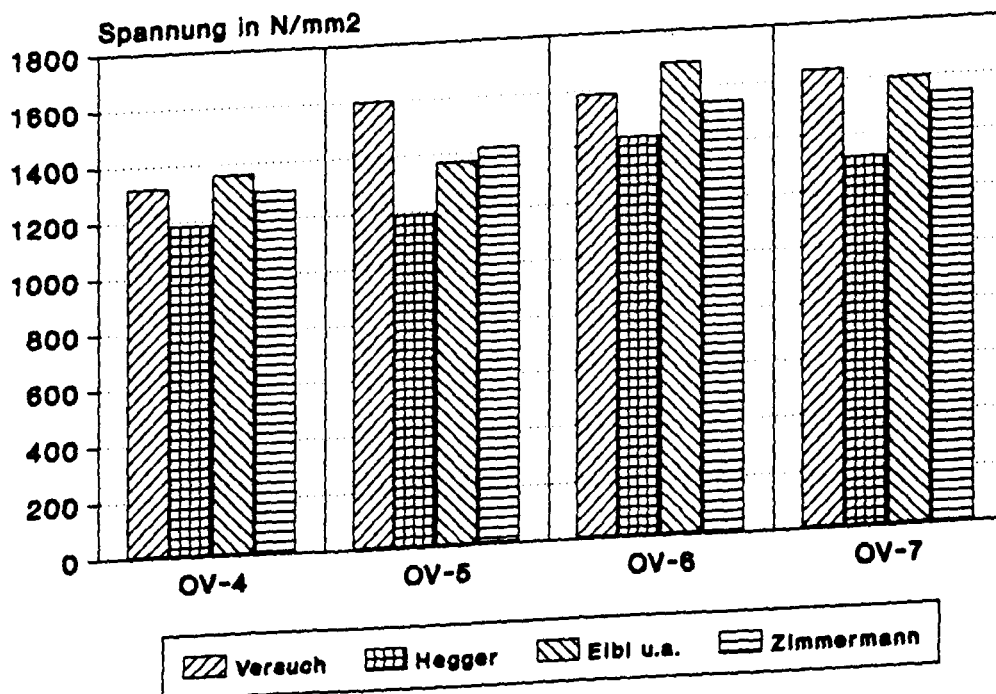


Bild 4.9: Graphischer Vergleich der Summe der Spannstahlspannung im Bruchzustand aus Versuch und Berechnung

5 Bewertung der Versuchsergebnisse

5.1 Teilweise vorgespannte Bauteile mit nachträglichem Verbund

Die teilweise vorgespannten Einfeldbalken TV-1 und TV-2 zeigten bei Lastwechselzahlen von $1,0 \cdot 10^6$ bzw. $1,5 \cdot 10^6$ unter einer Schwingbreite der Stahlspannungen bis zu $\Delta\sigma = 144 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\Delta\sigma = 171 \text{ N/mm}^2$ kein signifikant anderes Tragverhalten als unter ständig einwirkender, ruhender Belastung erwartet werden kann. Ähnlich wie bei Stahlbetonbalken wurde unter Schwellast eine geringfügige Verformungszunahme und ein Anwachsen der Rißbreiten beobachtet, die jedoch in keinem Fall über 0,1 mm hinausging. Reibstellen waren aufgrund der geradlinigen Spanngliedführung nicht gegeben. Aus Versuchserfahrungen ist bekannt, daß einbetonierte, gerade Spannglieder eine gegenüber dem Zulassungsversuch lediglich um 5 bis 10 % verminderte Dauerschwingfestigkeit besitzen. Im Bruchversuch trat das Versagen der Versuchskörper durch Erreichen der Zugfestigkeit der Spannlitzen beim 1,12- bzw. 1,15-fachen der rechnerischen Bruchlast ein. Eine Vorschädigung der Träger durch die vorausgegangene Schwellbeanspruchung war nicht zu erkennen.

Die Versuche an teilweise vorgespannten Zweifeldträgern mit nachträglichem Verbund waren wegen des komplexeren Tragverhaltens und des erhöhten Meßaufwandes aufwendiger. Die Randbedingungen der Versuche erlaubten lediglich die Verwendung von Einzellitzen als Spannglieder. Der zentrische Vorspannanteil lag zwischen 0,72 und $3,36 \text{ N/mm}^2$, der Vorspanngrad, definiert durch das Verhältnis von Dekompressionslast zu Gebrauchslast, betrug 0,40 bis 0,65.

Da bei fünf der insgesamt sechs Versuchen eine parabelförmige Spanngliedführung gewählt wurde, war in Bereichen gekrümmter Spanngliedführung mit Reibeinflüssen zwischen Spannstahl und Hüllrohr zu rechnen. In zwei Fällen traten unter Schwellbeanspruchung Brüche in der Spannlitze auf. Die zugehörigen, an der Betonoberfläche gemessenen Schwingbreiten betrugen 190 und 220 N/mm^2 . Diese Werte liegen deutlich unterhalb der zulässigen Dauerschwingfestigkeit der nackten Stahlprobe laut Zulassungsbescheid. Sie bestätigen jedoch tendenziell die aus Dauerschwingversuchen an Balken gewonnenen Angaben in /4/. Danach liegt die Dauerschwingfestigkeit einbetonierter, gekrümmter Litzen zwischen 150 und 170 N/mm^2 . Für Litzenbündel muß wegen der inneren Reibung zwischen den Drähten der Litze mit einer weitergehenden Abminderung der Schwingbreite gerechnet werden. DIN 4227 Teil 2 verlangt unter nicht vorwiegend

ruhender Belastung in Abschnitt 9.2 den Nachweis, daß die Schwingbreite in den Spanngliedern das 0,4-fache der Dauerschwingfestigkeit laut Zulassung bzw. den Wert von 140 N/mm^2 nicht überschreitet. Die vorliegenden Versuchsergebnisse widersprechen dieser Regelung nicht.

In den Versuchen mit geringerer Lastamplitude hatte die Schwellbeanspruchung wie bei den Einfeldträgern nur geringfügige Auswirkungen auf den Gebrauchszustand. Die an der Betonoberfläche gemessene Rißbreitenänderung blieb unter 0,1 mm. Ob diese geringe Schwächung der Verbundfestigkeit auch auf größere Spanngliedeinheiten übertragbar ist, wäre anhand weiterer, entsprechend dimensionierter Versuchsbalken zu überprüfen. Des weiteren stellt sich die Frage, ob aufgrund des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spannstahl und Betonstahl unter schwellender Belastung Spannungsumlagerungen innerhalb der Bewehrungselemente stattfinden, welche die wirksame Schwingbreite verändern. Entsprechende Untersuchungen werden in einem Anschlußvorhaben bearbeitet.

Bei den statisch unbestimmten Systemen war auch die Frage zu klären, ob und in welchem Maße eine Schwellbeanspruchung im Gebrauchszustand Einfluß auf die Schnittgrößenverteilung hat. Eine Momentenumlagerung direkt nach Einsetzen der Rißbildung ist dort zu erwarten, wo sich die Dekompressionslasten von Stütz- und Feldquerschnitt unterscheiden. In diesem Fall ist damit zu rechnen, daß die Schnittgrößen bei örtlicher Rißbildung vom gerissenen zu ungerissenen Trägerabschnitten umgelagert werden.

Lediglich die Versuchsträger OV-7 und TV-5 weisen für Feld- und Stützquerschnitt unterschiedliche Dekompressionslasten auf (siehe Tabelle in Bild 3.10). Eine Momentenumlagerung läßt sich anhand der gemessenen Auflagerkräfte verfolgen (vgl. Anlagen A90 - A93). Beim Versuch OV-7 stellt sich erwartungsgemäß eine geringe Umlagerung vom gerissenen Feldquerschnitt zum Mittelaufleger ein. Nach Einsetzen der Rißbildung über der Stütze folgt die Entwicklung der Auflagerkräfte wieder der elastischen Berechnung. Auch beim Versuch TV-5 liegt die Dekompressionslast im Feld unter derjenigen im Stützquerschnitt. Anders als erwartet, wächst die Auflagerkraft der äußeren Auflager jedoch überproportional an. Daher ist zu vermuten, daß zunächst das Zwangsmoment aus Vorspannung abgebaut wurde. Infolge der geradlinigen Spanngliedführung entsteht hier, anders als bei parabolischer Spanngliedführung, durch die höhere Vorspannkraft im Obergurt ein negatives, der Lastwirkung gleichgerichtetes Stützmoment. Beim Einsetzen der Rißbildung unter einer Last von 300 kN folgt die Schnittgrößenverteilung dann wieder dem linearen Verlauf nach Elastizitätstheorie. Unzulässig breite Risse im Gebrauchszustand wurden aufgrund dieser geringen

Abweichungen (maximal 5 %) von der Schnittgrößenverteilung nach Elastizitätstheorie nicht beobachtet. Sie sind bei teilweiser Vorspannung auch in geringerem Maße zu erwarten als etwa bei Stahlbetonbauteilen, da eine sinnvolle Spanngliedführung eine Angleichung des Beanspruchungsniveaus in den Tragwerksabschnitten bewirkt.

Weitere Schnittgrößenumlagerungen sind dann zu erwarten, wenn örtliches Plastizieren eintritt, der Querschnitt also in den Zustand III übergeht. Dazu muß die Verteilung der Widerstände von Stütz- und Feldquerschnitt abweichen von der Momentenverteilung nach Elastizitätstheorie. Andernfalls tritt das Plastizieren bei elastischer Schnittgrößenverteilung in allen Querschnitten gleichzeitig ein.

Für die untersuchten Laststellungen beträgt das Verhältnis von Stütz- zu Feldquerschnitt nach elastischer Momentenverteilung $M_{uS}/M_{uF} = 1,54$ bei Laststellung 1 und $M_{uS}/M_{uF} = 1,21$ für Laststellung 2 (Versuch OV-7). Aus der Tabelle der rechnerischen Bruchmomente in Bild 3.10 wird ersichtlich, daß die Versuche OV-5, OV-7, TV-4, TV-6 und TV-7 abweichende Verhältnisse M_{uS}/M_{uF} aufweisen. Für diese Versuche können anhand der Auflagerkräfte Schnittgrößenumlagerungen von der Stütze ins Feld aufgezeigt werden, die jedoch 15 % der elastischen Werte nicht übersteigen.

Bei der Biegebemessung für den rechnerischen Bruchzustand nach DIN 4227 ist auch die 1,0-fache Schnittgröße aus Vorspannung am Gesamtquerschnitt, also das Zwangsmoment, zu berücksichtigen. Das bedeutet, daß von elastischem Verhalten ausgegangen wird. Werden plastische Schnittgrößenumlagerungen zugelassen, ist diese Vorgehensweise inkonsistent, da bei ausreichendem Duktilitätsangebot das Zwangsmoment im Tragwerk abgebaut wird. Eine Aussage aufgrund experimenteller Untersuchungen zur Wirksamkeit der Zwangsmomente aus Vorspannung ist problematisch, da die zugehörigen Auflagerkräfte nicht von denen aus äußeren Lasten getrennt werden können. Im vorliegenden Fall konnte die Entstehung des Zwangs aus Vorspannung nur anhand der gemessenen Auflagerkräfte im unbelasteten Zustand nachgewiesen werden. Wegen der geringen Vorspannkräfte waren die gemessenen Auflagerkräfte entsprechend klein, erreichten aber die nach elastischer Berechnung zu erwartende Größenordnung. Lediglich beim Versuch TV-5 kann aus dem Verlauf der Auflagerkraft gefolgert werden, daß das Zwangsmoment mit steigender Belastung abgebaut wird.

Allgemein kann festgestellt werden, daß die Zwangsschnittgröße im Fall des den Lastschnittgrößen entgegengesetzten Vorzeichens die Duktilitätsanforderungen an den Querschnitt erhöht. Im Gegensatz dazu führt ein den Lastschnittgrößen gleichgerichtetes Zwangsmoment zu einer Verringerung der Duktilitätsnachfrage. Eine Bemessung mit

Berücksichtigung zulässiger Momentenumlagerungen erfordert daher ein Duktilitätskriterium, daß auch die Wirkung der Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung erfaßt.

5.2 Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund

Der fehlende Verbund der Spannglieder bewirkt bei Vorspannung ohne Verbund, daß Änderungen der Zuggurtkraft infolge wechselnder Lasten nach Einsetzen der Rißbildung im wesentlichen durch die vorhandene Betonstahlbewehrung aufgenommen werden müssen. Die Spannungsänderungen im Gebrauchslastbereich in den Spanngliedern bleiben gering. Bei den sieben, an Ein- und Zweifeldsystemen durchgeführten Versuchen blieb die Schwingbreite in den Spanngliedern bis über die rechnerische Gebrauchslast hinaus weit unterhalb der kritischen Schwingbreite, so daß für die Spannglieder nicht die Gefahr eines Ermüdungsbruches bestand.

Unter der Wirkung von Umlenkpressungen kann es jedoch durch die Bewegung der Rißufer zu Relativverschiebungen zwischen Beton, Hüllrohr und Spannstahl kommen, die eine Beschädigung von Hüllrohr und Spannstahl bewirken können. Als maßgebliche Einflußparameter sind die Größe der Rißuferbewegungen, das Hüllrohrmaterial, die Zahl der Lastwechsel und die Höhe der Umlenkpressungen zu vermuten. Bei metallischen Hüllrohren führt die dabei entstehende Reibkorrosion zu einer Verminderung der Dauerschwingfestigkeit des Spannstahls (siehe 5.1). Diese Problematik ist jedoch wegen der geringen Schwingbreiten von untergeordneter Bedeutung.

Versuche zum Verhalten extern geführter Brückenspannglieder an Umlenkpunkten bei Relativbewegungen hat Eibl durchgeführt /26/. Als ein Ergebnis kann festgehalten werden, daß bei den untersuchten Spanngliedertypen bereits bei geringen Umlenk winkeln ab 4° die Relativverformung zwischen Spannglied und Umlenksattel zu Null wird. Der Umlenksattel wirkt als Festpunkt. Einseitige Spannungsänderungen im Spannstahl werden durch Reibungskräfte zwischen Hüllrohr und Umlenksattel in den Beton eingeleitet.

Werden die Hüllrohre wie bei den hier durchgeführten Versuchen innerhalb des Betonquerschnitts verlegt, ist eine gleichmäßige Spanngliedführung ohne örtliche Spannungs-konzentrationen an Umlenkpunkten möglich. Wegen der geringen Spanngliedkräfte der verwendeten Monolitzen bleiben die Querpressungen gering. Beschädigungen der Kunststoffhüllrohre aus PE-Material, die auf die vorangehende Schwellbeanspruchung zurückzuführen wären, wurden in keinem Fall festgestellt.

Unter nicht vorwiegend ruhender Belastung ist nach DIN 4227/6 die Schwingbreite im Betonstahl wie bei Stahlbetonbauten zu begrenzen. Dieser Nachweis kann bei einem großen Anteil nicht ruhender Verkehrslasten an den Gesamtlasten unter Umständen zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich machen, da eine Mitwirkung der Spannbewehrung zur Aufnahme von Wechsellasten hierfür nicht in Rechnung gestellt werden sollte. In den Versuchen wurden bei Einhaltung der zulässigen Schwingbreiten keine nachteiligen Folgen für die Rißbreitenverteilung festgestellt. Die bei zwei Versuchen beobachtete Konzentration der Rißbildung auf Einzelrisse war auf eine erhebliche Überschreitung der zulässigen Spannungsschwingbreiten im Betonstahl zurückzuführen.

Das Rißverhalten der verbundlos vorgespannten Ein- und Zweifeldträger entsprach bereits bei geringem Gehalt an Betonstahlbewehrung weitgehend demjenigen der Träger mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Bei Schwellbeanspruchung traten daher die gleichen Phänomene auf: Abnahme der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch Verbundkriechen und als Folge eine Vergrößerung der Rißbreiten. Eine sprunghafte Veränderung der Rißbreite durch Bildung von Rißvergabelungen unter Schwellast wurde in keinem Fall beobachtet. Da auch bei vorwiegend ruhend belasteten Konstruktionen ein möglichst großer Abstand zwischen der Biegerißlast und der zur Rißvergabelung führenden Last sinnvoll ist und durch die Nachweise zur Beschränkung der Rißbreite in Abschnitt 10 von DIN 4227 Teil 6 erzwungen wird, erscheint eine Verschärfung dieser Nachweise für schwellend beanspruchte Bauteile nicht notwendig.

Das Tragverhalten der verbundlos vorgespannten Zweifeldträger bei Laststeigerung folgte im Zustand I weitgehend den linear elastischen Annahmen. Bei Erreichen des Rißmoments über der Stütze erfolgte noch kein ausgeprägter Anstieg der Spannkraft, da die Durchbiegungen klein blieben. Unter schwellender Belastung blieb die Schwingbreite im Spannstahl wegen der geringeren Durchbiegungen kleiner als beim Einfeldträger. Erst nach deutlicher Überschreitung des Rißmoments in den Feldern trat eine merkliche Spannkraftzunahme ein.

Bei weiterer Laststeigerung bildeten sich abhängig von der Laststellung und der Verteilung der Betonstahlbewehrung plastische Gelenke über der Stütze oder im Feld. Infolge der deutlichen Verformungszunahme stiegen die Spannstahlspannungen steil an und erreichten im Bruchzustand nahezu die Streckgrenze.

Die Zunahme der Spannstahlspannungen im Bruchzustand ist abhängig von den möglichen Grenzdurchbiegungen des Tragwerks. Diese werden durch die Ausbildung und Größe der plastischen Gelenkzonen und deren Rotationsvermögen bestimmt. Wesentli-

cher Parameter hierfür ist das Verhältnis von Druckzonenhöhe zu Querschnittshöhe x/d . Es wird durch den zentrischen Vorspannanteil σ_{vo} und den Betonstahlbewehrungsgrad geprägt.

Bei den 3 geprüften Zweifeldbalken bildete sich über der Stütze infolge der kombinierten Beanspruchung aus Biegung und Querkraft ein plastisches Gelenk mit besonders bei den profilierten Querschnitten ausgeprägter Schubrißbildung. Daraus kann geschlossen werden, daß große Teile der Querkraft über die Fachwerkwirkung abgetragen wurden. Dilger stellt in /27/ fest, daß mit der Schubrißbildung ein erhebliches Anwachsen der plastischen Länge des Rotationsgelenks verbunden ist, das hier sowohl bei den Versuchen mit Vorspannung ohne Verbund als auch bei denen mit nachträglichem Verbund beobachtet wurde. Die damit verbundenen großen Rotationen im Zusammenhang mit der relativ geringen zentrischen Vorspannung ermöglichten die gemessenen, hohen Spannkraftzunahmen im Bruchzustand. Die Größe des gemessenen Spannungszuwachses konnte im Rahmen der mit dieser Problematik verbundenen großen Streubreite durch vorhandene Näherungsverfahren ausreichend genau abgeschätzt werden. Die durchgeführte nichtlineare Vergleichsrechnung ergab dabei die geringsten Differenzen zum gemessenen Wert, lieferte jedoch teilweise auf der unsicheren Seite liegende, d.h. zu hohe Spannkraftzuwächse.

5.3 Segmentbauteile unter Schwellbeanspruchung

Bauwerke in Segmentbauweise sollen im allgemeinen so bemessen sein, daß die Segmentfugen unter Gebrauchslasten überdrückt bleiben. Planmäßig ist daher vom Zustand I auszugehen. Die Gefahr eines Ermüdungsbruches der Spannglieder besteht in diesem Fall nicht, da die Schwingbreite unter nicht ruhenden Lasten gering bleibt. Kurzzeitige Überlastungen, die zum Öffnen der Segmentfugen führen, bleiben für die Tragsicherheit unschädlich, da sich die Fugen bei Entlastung wieder vollständig schließen. Dies gilt insbesondere für Segmentbauteile mit Vorspannung ohne Verbund, da keine plastischen Verformungen einer im Verbund liegenden Bewehrung das Schließen der Fugen behindern. Eine dauernde Überlastung über die Dekompressionslast hinaus kann aus Gründen der Dauerhaftigkeit und aus optischen Gründen nicht in Kauf genommen werden. Wegen des Fehlens einer fugenübergreifenden, im Verbund liegenden Bewehrung bei Vorspannung ohne Verbund besteht keine Möglichkeit zur Kontrolle der Fugenspaltbreite. Oberhalb des Dekompressionsmoments öffnet sich die Fuge sehr schnell, da eine Lasterhöhung nicht durch Anwachsen der Zuggurtkraft sondern durch Vergrößerung des inneren He-

belarms aufzunehmen ist. Erst bei größeren Verformungen des Gesamtsystems stellt sich ein merklicher Spannstahlspannungszuwachs ein.

Demgegenüber bewirkt der Verbund der Spannglieder bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund zunächst noch eine gewisse Beschränkung der Fugenspaltbreite, die auch unter Schwellbelastung wirksam bleibt. Eine deutliche Schwächung der Verbundwirkung infolge Schwellast trat bei den geprüften Segmentbalken mit nachträglichem Verbund erst bei einer Last oberhalb der 1,5 - fachen Dekompressionslast auf.

Beim Nachweis zur Beschränkung der Fugenspaltbreite nach DIN 4227 Teil 3, Absatz 7 werden die Verbundeigenschaften der Spannglieder in Rechnung gestellt, um unter einer vorgegebenen Beanspruchungskombination aus 1,0-fachen Gebrauchslasten und einem Zusatzmoment ΔM die Fugenspaltbreite auf 0,15 mm zu begrenzen. Dieses Maß wird im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Spannglieder als zulässig erachtet. Das querschnittsbezogene Zusatzmoment ΔM ist wesentlich höher als bei den monolithischen Bauweisen. Der Nachweis wird durch Ermittlung eines maximal zulässigen Vergleichsdurchmessers der Spannbewehrung geführt:

$$d_v \leq \frac{r}{\Delta \sigma_v^2} \cdot 10^4 \quad (5.1)$$

DIN 4227 Teil 3 nennt Verbundbeiwerte r in Abhängigkeit von der Spannstahlart. Wie Untersuchungen in /6/ gezeigt haben, wird das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund durch Schwellbelastung geschwächt. Der Grad der Schwächung ist abhängig von der Spannstahlart. Bauteilversuche in /20/ an Segmentbauteilen mit glatten und gerippten Spanngliedern haben ergeben, daß der Nachweis zur Beschränkung der Fugenspaltbreite ausreicht, um auch unter schwellender Belastung eine wirksame Kontrolle der Fugenbreite zu erzielen. In analoger Weise kann dies auch für die hier verwendeten Litzenspannglieder gezeigt werden. Mit Hilfe der Verbundbeiwerte nach Tabelle 2 der DIN 4227 Teil 3 und des Spannstahldurchmessers d_v kann aus Gleichung 5.1 die maximal zulässige Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta \sigma_v$ bzw. das zugehörige Biegemoment $M + \Delta M$ ermittelt werden. Es liegt bei beiden Versuchen an Segmentbalken deutlich unter dem zu einer Fugenspaltbreite von 0,15 mm gehörigen, experimentellen Biegemoment (Bild 5.1). Die vorausgehende Schwellbeanspruchung hat demnach den Spanngliedverbund der Litzenspannglieder nicht in unzulässiger Weise geschwächt. Der in DIN 4227/3 geforderte Nachweis der Fugenspaltbreite kann auch bei Vorspannung mit Litzenspanngliedern unter Schwellbeanspruchung als ausreichend angesehen werden.

Versuchs- Bezeichnung	Versuch $M_{0,15}$	Rechnung nach DIN 4227/3 $M + \Delta M$
		[kNm]
SV-3	350	310
SV-4	360	310

Bild 5.1: Vergleich der zu einer Fugenspaltbreite von 0,15 mm gehörigen Biegemomente aus Versuch und Rechnung für Segmentbalken mit nachträglichem Verbund

6 Zusammenfassung

In 19 Versuchen an vorgespannten Bauteilen wurde das Trag- und Verformungsverhalten unter schwellender Belastung und im Bruchzustand studiert. Bei den Versuchsträgern handelte es sich um Ein- und Zweifeldsysteme, die mit Spanngliedern ohne Verbund und Spanngliedern mit nachträglichem Verbund teilweise vorgespannt waren. Des weiteren wurden 4 Segmentbalken mit innenliegenden Spanngliedern geprüft, davon 2 ohne und 2 mit nachträglichem Verbund.

Die Untersuchungen wurden mit Monolitzen ohne Verbund und Einzellitzen mit nachträglichem Verbund durchgeführt.

Während der Versuchsdurchführung wurden laststufenweise die Durchbiegungen, Betonverformungen, Betonstahl- und Spannstahldehnungen, Auflagerkräfte und Riß- bzw. Fugenspaltbreiten gemessen.

Die Schwellbeanspruchung erfolgte mit mehreren Kombinationen von Ober- und Unterlast, wobei die Oberlast im Regelfall über der Rißlast lag.

Während der Schwellbeanspruchung erfolgte ein Zuwachs der Verformungen, Rißbreiten und Krümmungen hauptsächlich während der ersten 10.000 Lastzyklen. Danach traten keine oder nur sehr geringfügige Änderungen dieser Größen auf.

Bei zwei Versuchen mit Spannlitzen im nachträglichen Verbund rissen unter Schwellast die gekrümmt geführten Spannglieder im Rißbereich bei Schwingbreiten von ca. 190 bzw. 220 N/mm² ohne vorherige Rißaufweitung oder Durchbiegungszunahme. Wesentliche Ursache für dieses Versagen dürfte der Einfluß von Reibkorrosion zwischen Litze und Hüllrohr sein. Bei gerade geführten Spanngliedern traten auch bei höheren Schwingbreiten keine Brüche unter Schwellast auf.

Bei Einhaltung der zulässigen Schwingbreiten blieb dagegen die Rißbreitenänderung infolge Schwellast sowohl bei Trägern mit Vorspannung ohne Verbund als auch solchen mit nachträglichem Verbund unter 0,1 mm. Eine Vergabelung von Biegerissen bei Vorspannung ohne Verbund unter zyklischer Belastung und als Folge davon eine Rißaufweitung erfolgte nicht.

Zugkraftumlagerungen zwischen Spannstahl und Betonstahl unter Schwellbeanspruchung infolge unterschiedlicher Verbundfestigkeiten konnten im Rahmen des Versuchs-

programms nicht gezielt untersucht werden. Aus einzelnen Dehnungsmessungen läßt sich jedoch eine Tendenz zur Spannungsumlagerung vom Spannstahl auf den Betonstahl erkennen. Diese Fragestellung sollte in einem ergänzenden Forschungsvorhaben bearbeitet werden.

Die Segmentbalken zeigten insofern ein abweichendes Biegeißverhalten, als die Risse durch die Segmentfugen vorgegeben waren. Bei Vorspannung ohne Verbund öffneten sich nach Überschreitung der Dekompressionslast die Segmentfugen sehr rasch. Auch hier kam es unter Schwellbeanspruchung nicht zu einer Vergabelung von Biegerissen im Bereich der Segmentfugen. Bei konstanter Oberlast blieben die Fugenspaltbreiten praktisch unverändert. Eine kurzfristige Belastung dieser Bauteile über die Dekompressionslast hinaus wird daher vermutlich keinerlei negative Folgen für die Gebrauchsfähigkeit haben, wenn der Korrosionsschutz der Spannglieder gewährleistet ist.

Demgegenüber bewirkte bei Segmentbalken mit Spanngliedern in nachträglichem Verbund der Verbund der Spannglieder eine Beschränkung der Fugenspaltbreite bei Lasterhöhung über die Dekompressionslast hinaus. Eine deutliche Aufweitung der Fugen unter Schwelllast trat erst beim 1,5-fachen der rechnerischen Dekompressionslast ein. Ein Vergleich mit den Bestimmungen nach DIN 4227 Teil 3 zeigt, daß der dort geforderte Nachweis zur Begrenzung der Fugenspaltbreite für Spannglieder mit nachträglichem Verbund hier auch unter Schwellbeanspruchung ausreichte.

Momentenumlagerungen wurden bei den Zweifeldträgern unter schwellender Belastung lediglich in vernachlässigbarer Größenordnung festgestellt. Erst im Bruchzustand traten bei einigen Versuchsträgern Schnittgrößenumlagerungen vom Stütz- in die Feldquerschnitte auf, die jedoch 15 % der elastischen Schnittgrößen nicht überstiegen.

Die Entstehung von Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung konnte im unbelasteten Zustand anhand der Auflagerkräfte in der nach Elastizitätstheorie zu erwartenden Größenordnung bei Vorspannung ohne bzw. mit nachträglichem Verbund nachgewiesen werden. Wegen der geringen Vorspannkräfte waren die gemessenen Auflagerkräfte klein im Verhältnis zu den Auflagerkräften aus äußerer Last. Daher ist eine Aussage über die weitere Entwicklung der Zwangsschnittgrößen bei Laststeigerung nicht möglich.

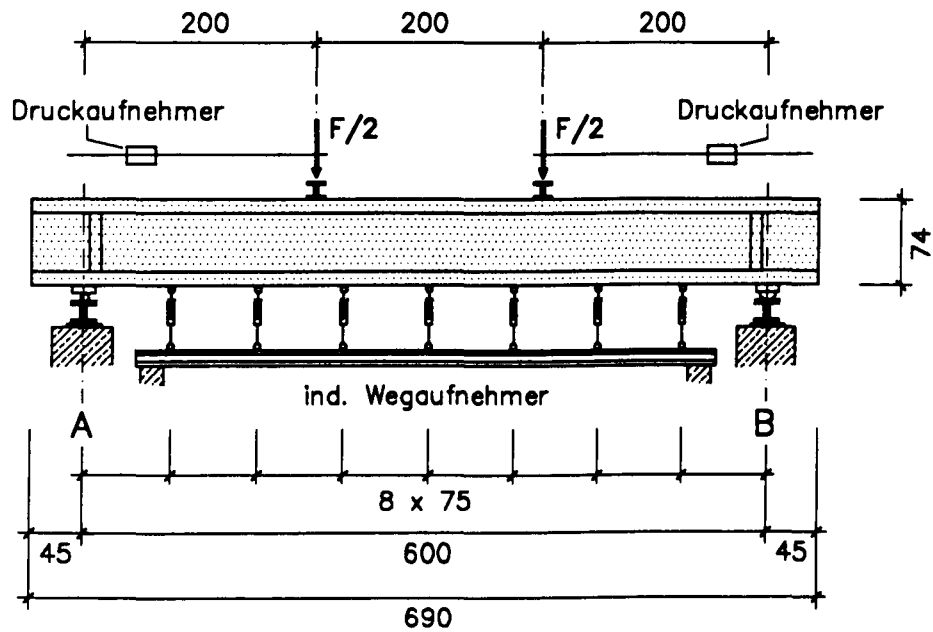
Für die verbundlos vorgespannten Systeme wurde der experimentell ermittelte Spannungszuwachs in den Spanngliedern im Bruchzustand mit vorhandenen Näherungsverfahren verglichen. Die Ergebnisse zeigen, daß mit diesen Näherungsverfahren der Spannungszuwachs im Bruchzustand für Ein- und Zweifeldträgern mit ausreichender Genau-

igkeit angegeben werden kann. Dabei ist die Streubreite der Ergebnisse bei dieser Problematik erfahrungsgemäß sehr groß.

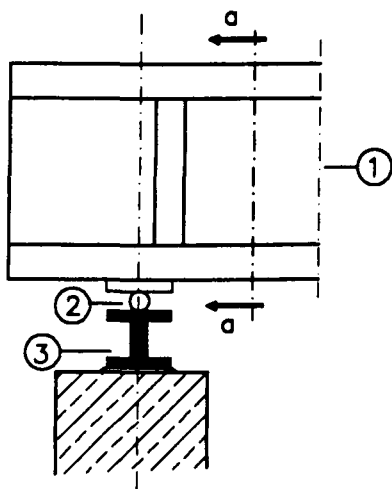
Parallel wurde zu dieser Fragestellung auch eine nichtlineare numerische Vergleichsrechnung mit einem Stabwerksprogramm durchgeführt. Die Ergebnisse wiesen zwar geringere Abweichungen zu den Versuchswerten auf, führten jedoch in einigen Fällen zu einer Überschätzung des Spannkraftzuwachses im Bruchzustand.

Anlagen

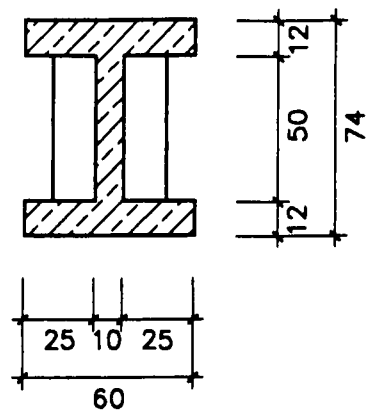
Anlage A1:	Versuchsaufbau Einfeldträger
Anlage A2:	Versuchsaufbau Zweifeldträger
Anlage A3 bis A22:	Bewehrungspläne und Anordnung der Meßstellen
Anlage A23 bis A32:	Belastungsfolge der Versuchsträger
Anlage A33 bis A51:	Auswertung der Durchbiegungsmessungen
Anlage A52 bis A59:	Rißbilder im Bruchzustand
Anlage A61 bis A81:	Auswertung der gemessenen Beton- und Stahldehnungen
Anlage A82 bis A89:	Gemessene Last - Krümmungsdiagramme der Zweifeldträger über der Mittelstütze
Anlage A90 bis A93:	Auswertung der gemessenen Auflagerkräfte in den Randauflagern der Zweifeldträger



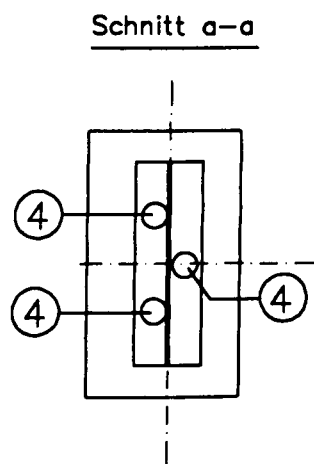
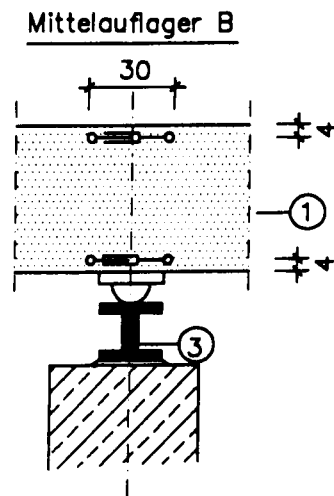
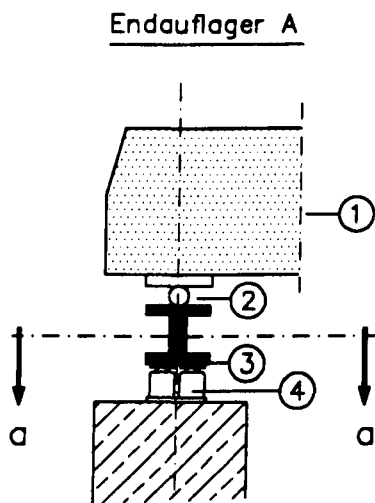
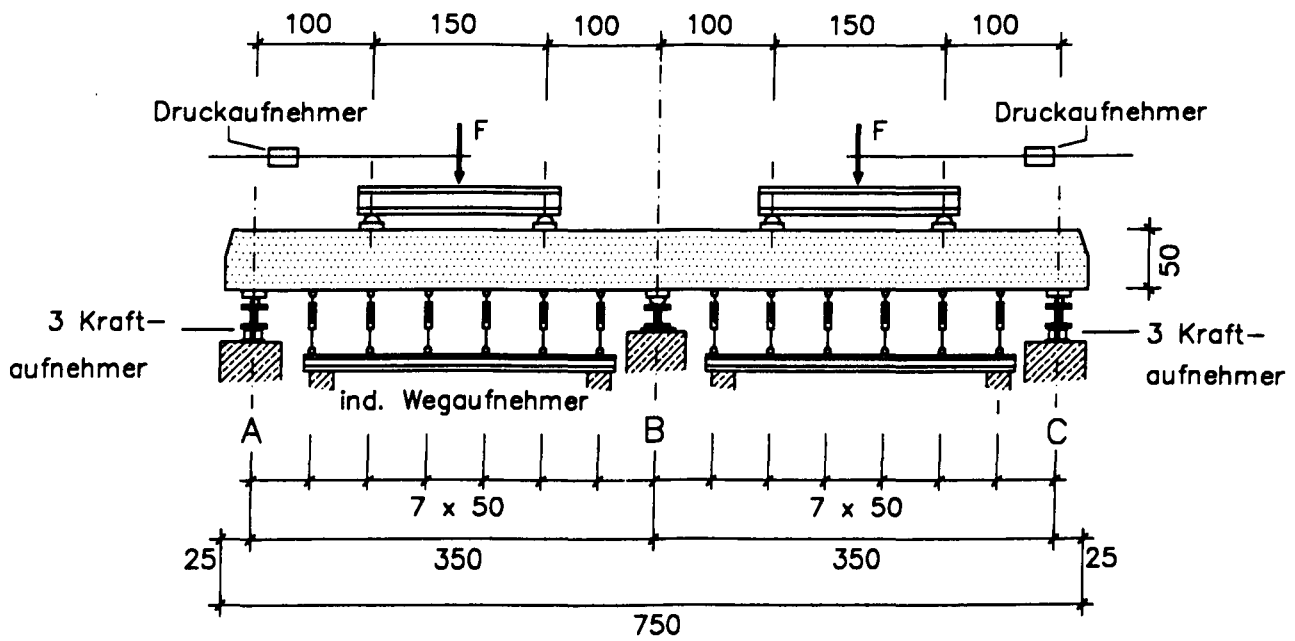
Endauflager A



Schnitt a-a



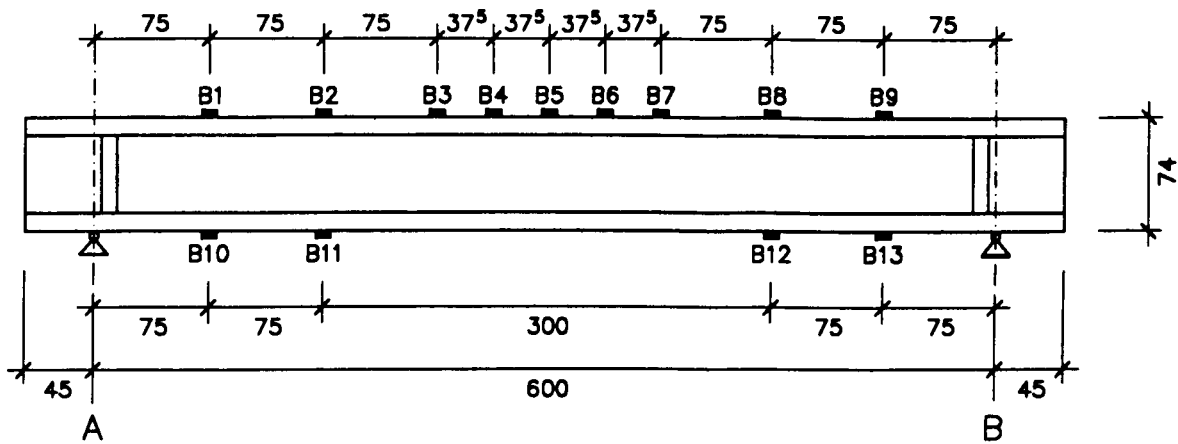
- ① Versuchsbalken
- ② $\varnothing 40/600$
- ③ HEM 120



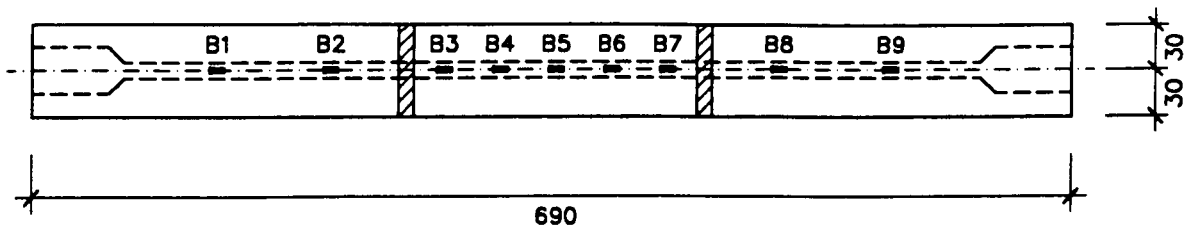
- ① Versuchsbalken
- ② $\varnothing 40/250$
- ③ HEM 120
- ④ 3 Kraftmeßdosen

Einfeldträger

Ansicht

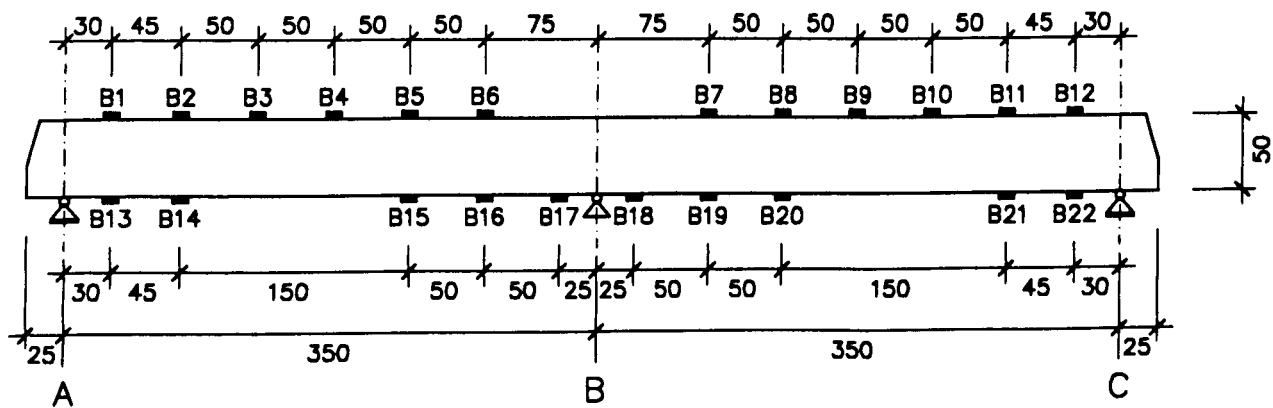


Draufsicht

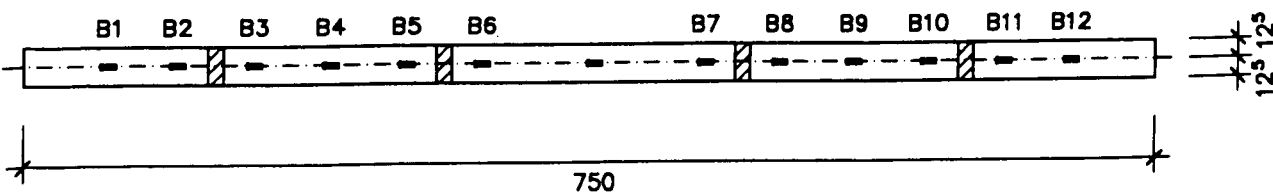


Zweifeldträger

Ansicht

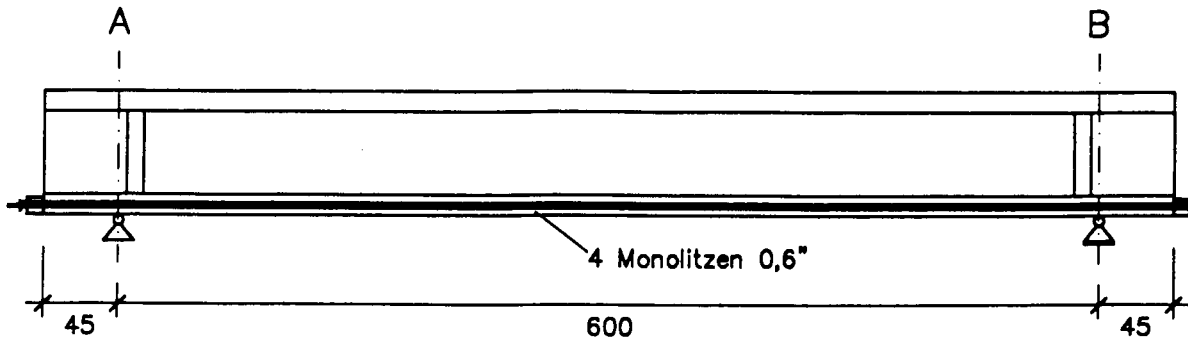


Draufsicht

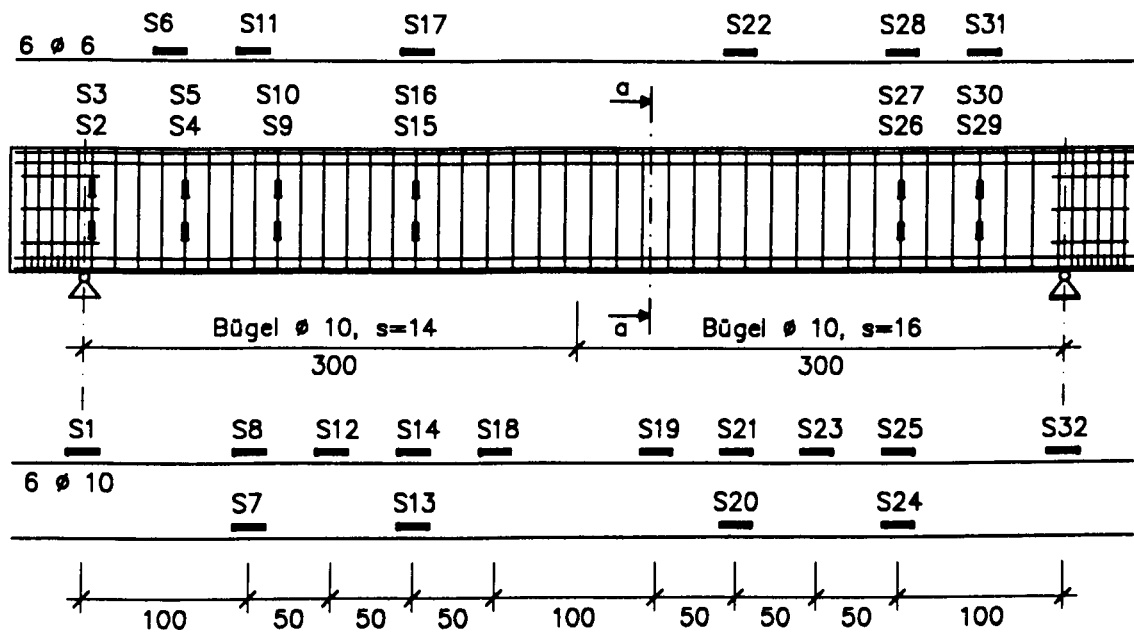


Anlage A3: Anordnung der Dehnmeßstreifen (Typ 60/350, LG 11/S) auf Beton

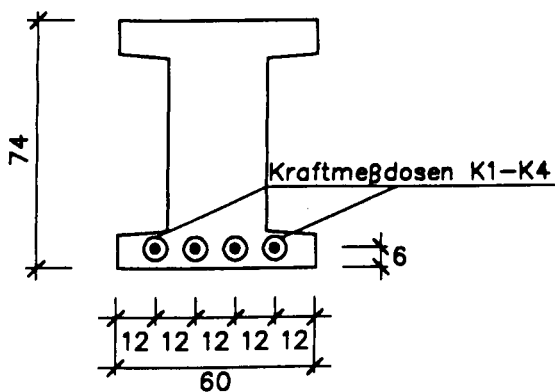
Vorspannung



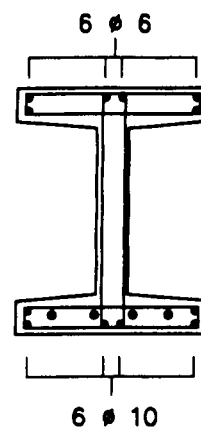
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



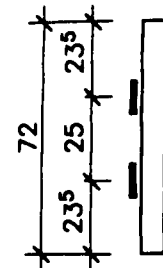
Ansicht Festanker



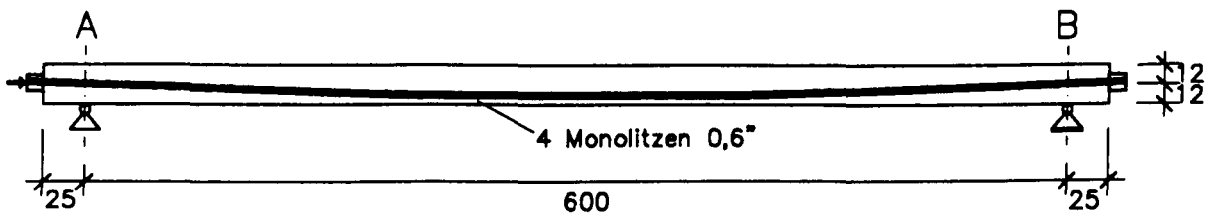
Schnitt a-a



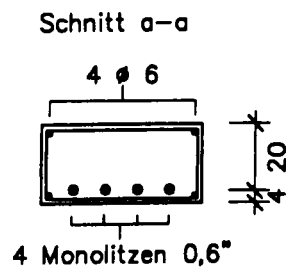
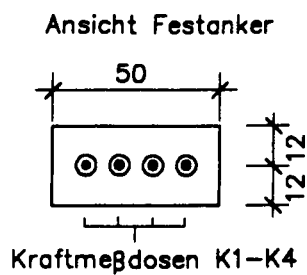
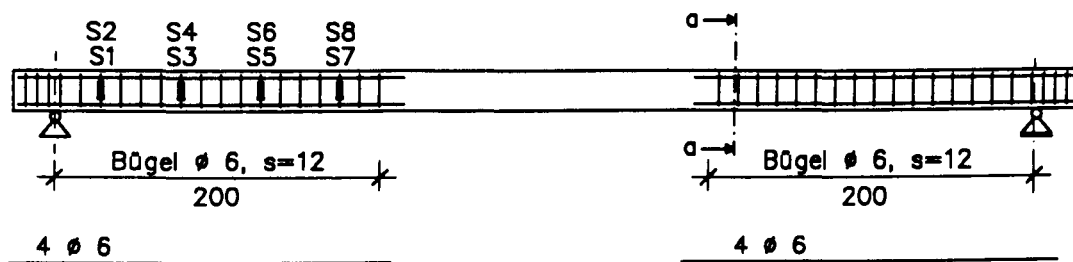
Bügelmeßstellen



Vorspannung



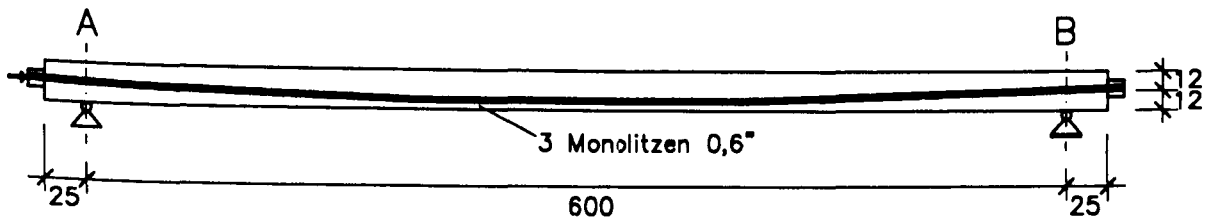
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



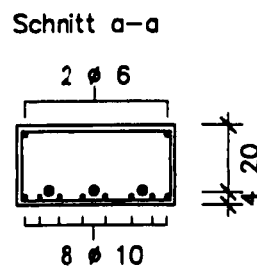
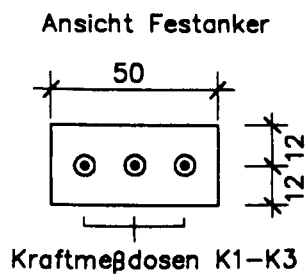
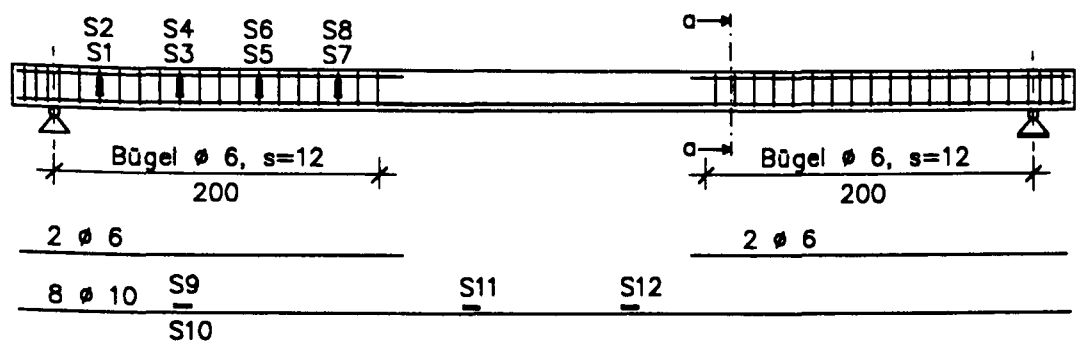
Bügelmeßstellen



Vorspannung



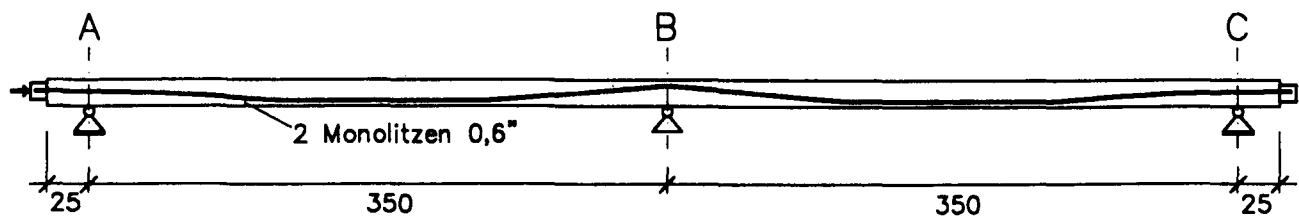
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



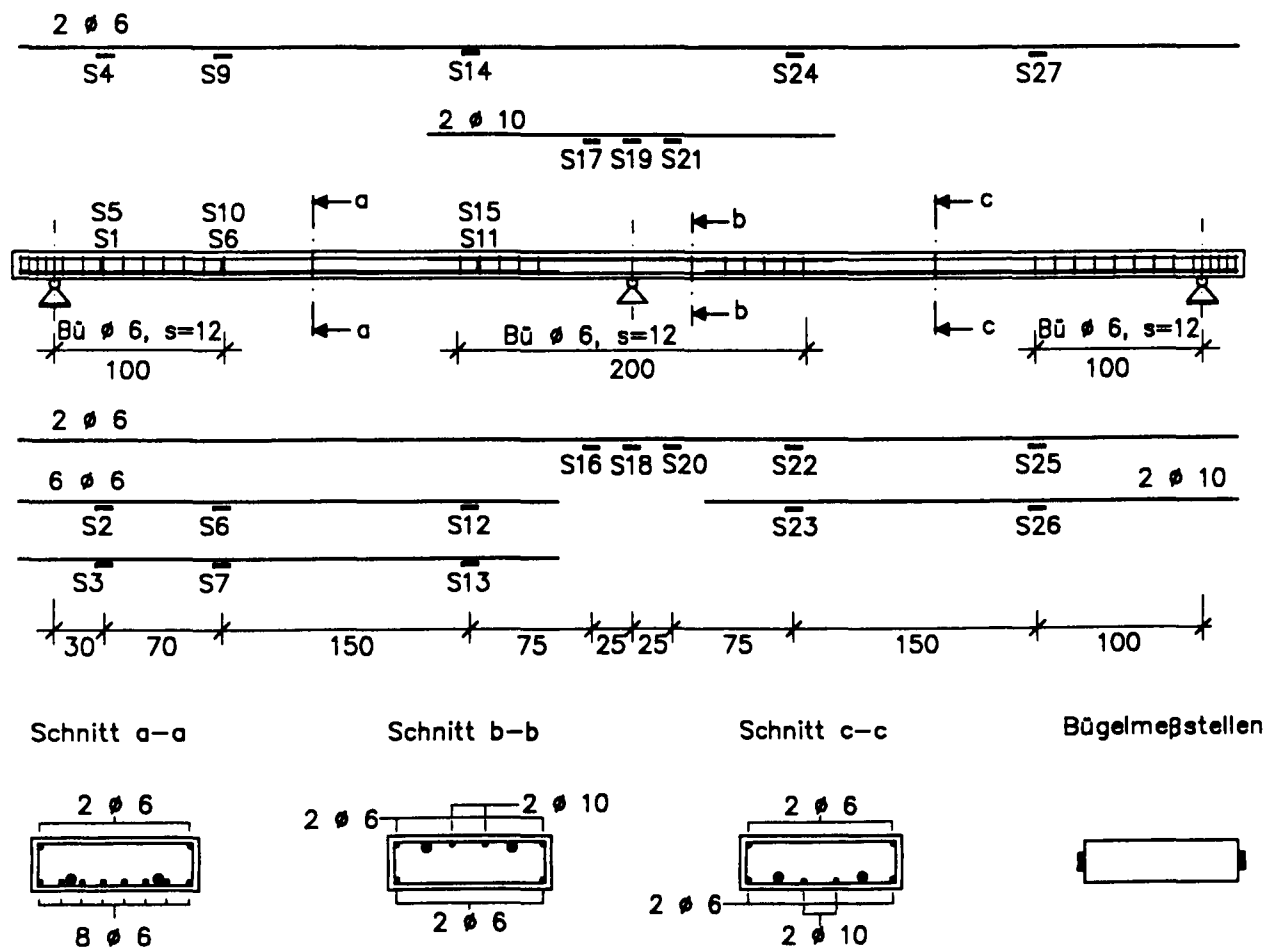
Bügelmeßstellen



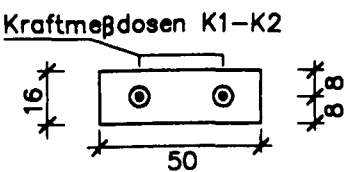
Vorspannung



Bewehrung u. Stahl-Meßstellen

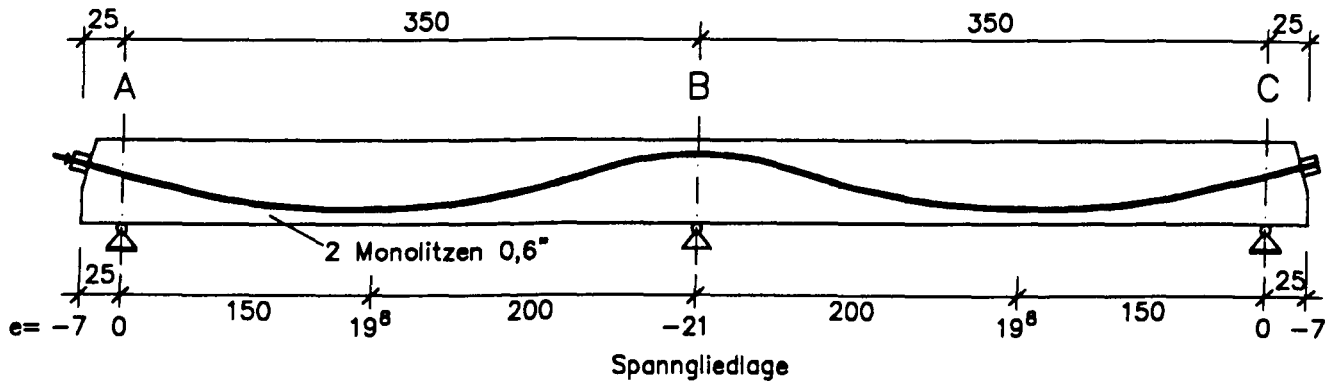


Ansicht Festanker

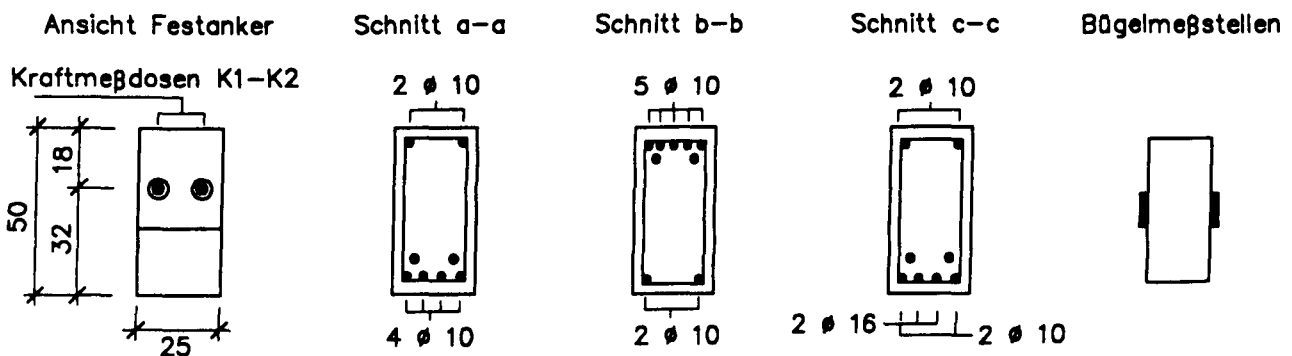
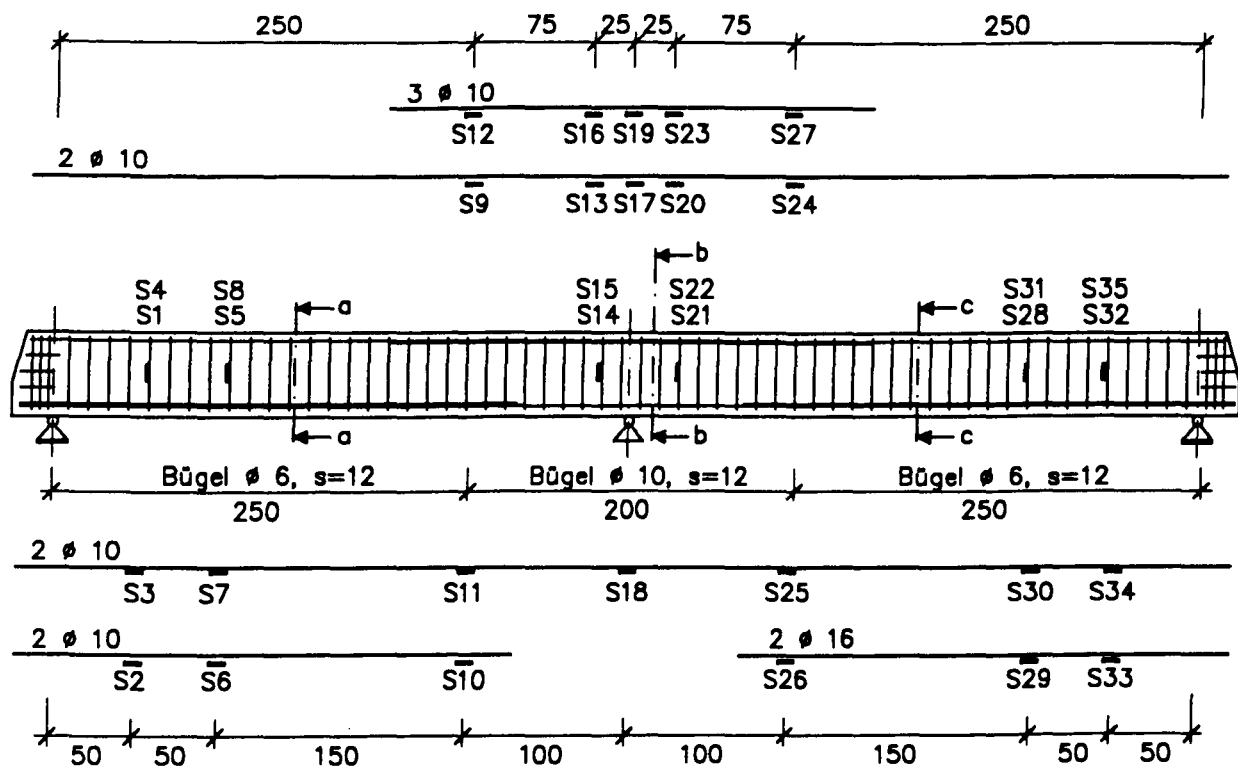


Anlage A7: Versuch OV - 4, Bewehrung und Stahlmeßstellen

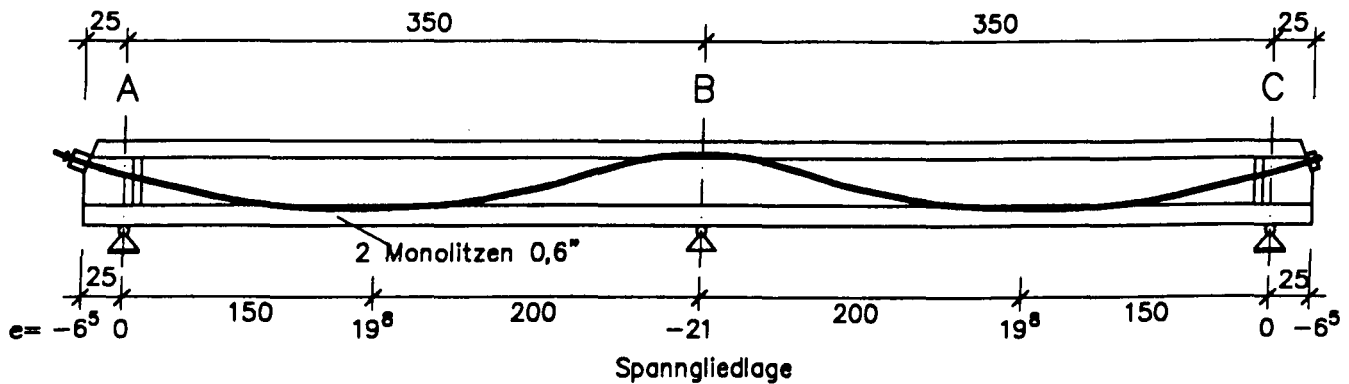
Vorspannung



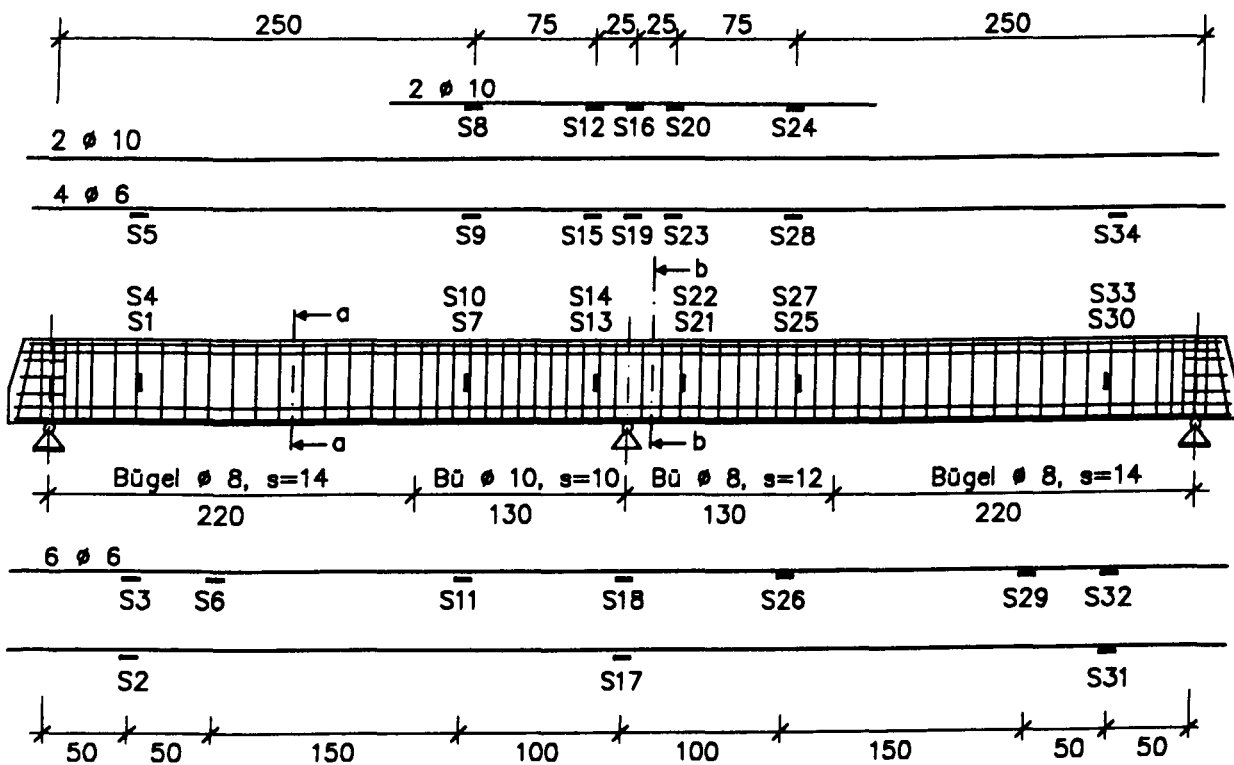
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



Vorspannung



Bewehrung u. Stahl-Meßstellen

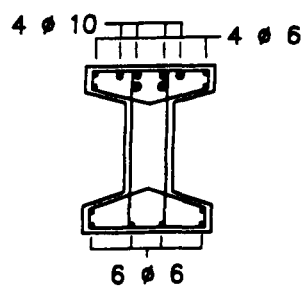
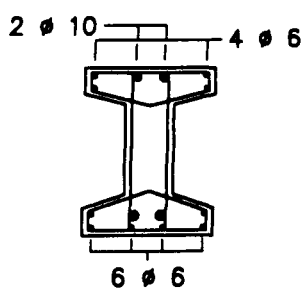
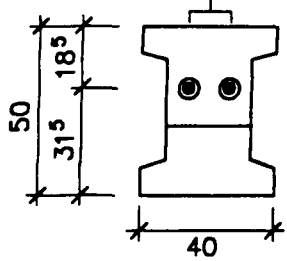


Ansicht Festanker

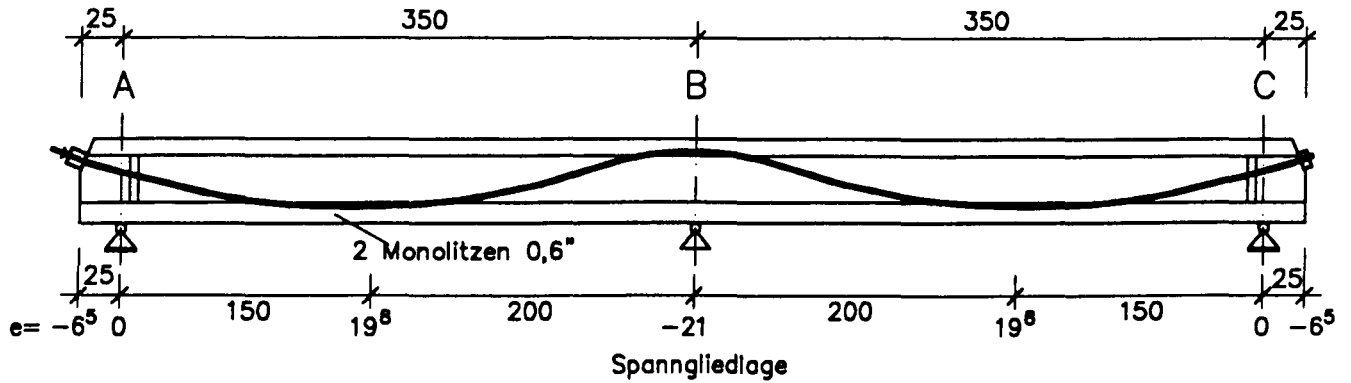
Schnitt a-a

Schnitt b-b

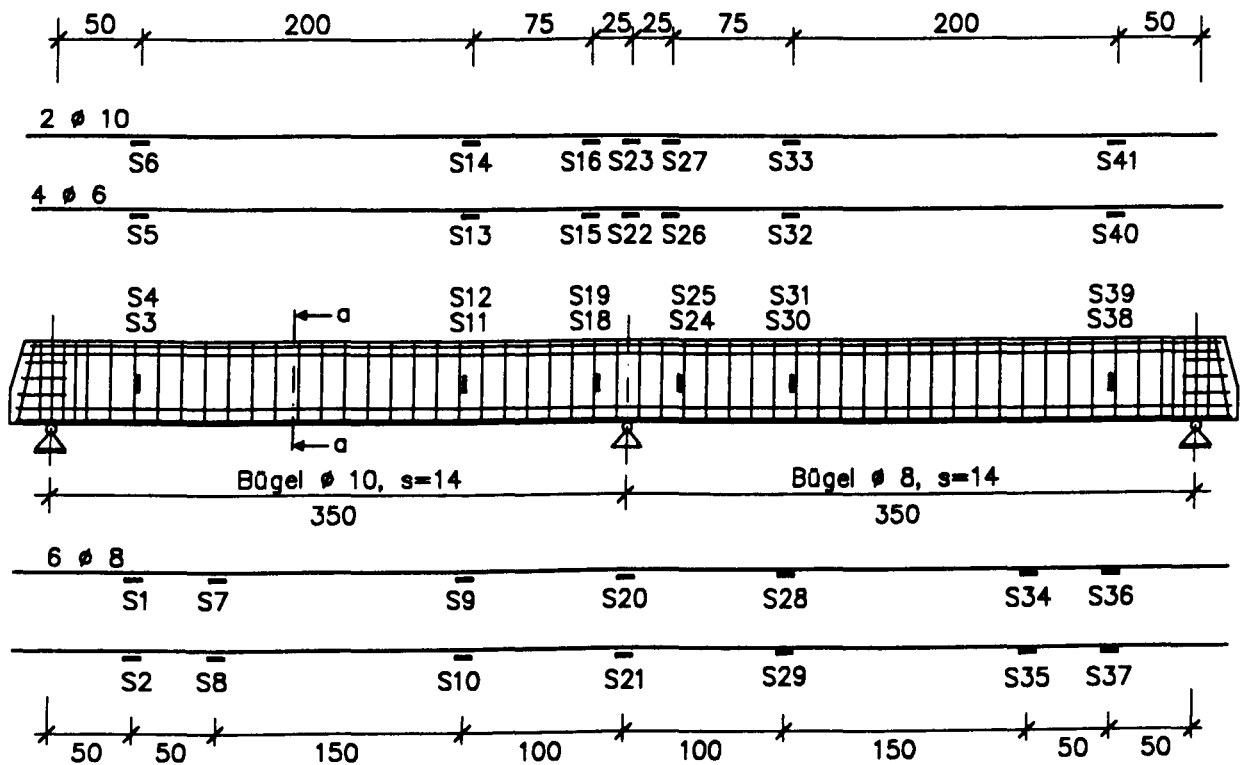
Bügelmeßstellen



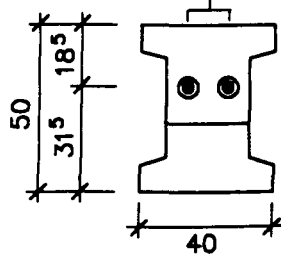
Vorspannung



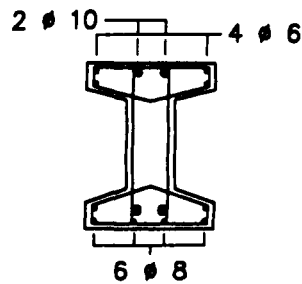
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



Ansicht Festanker
Kraftmeßdosen K1-K2



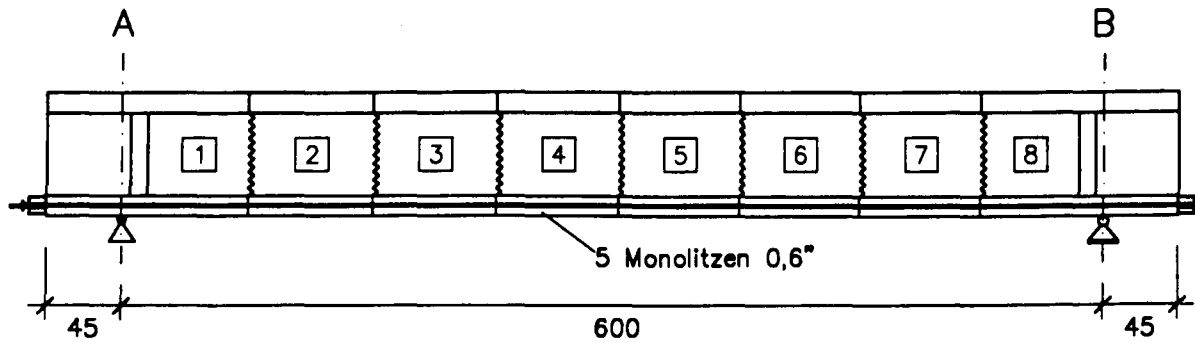
Schnitt a-a



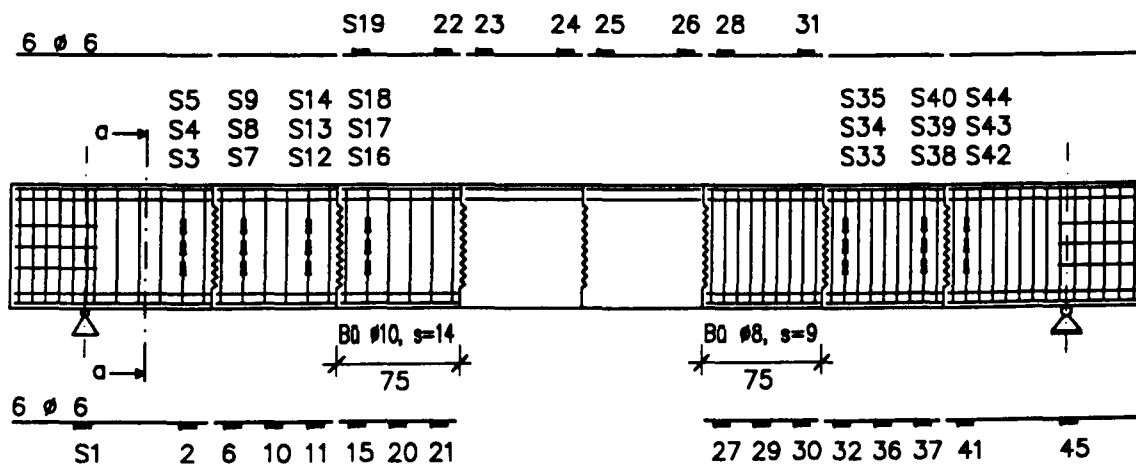
Bügelmeßstellen



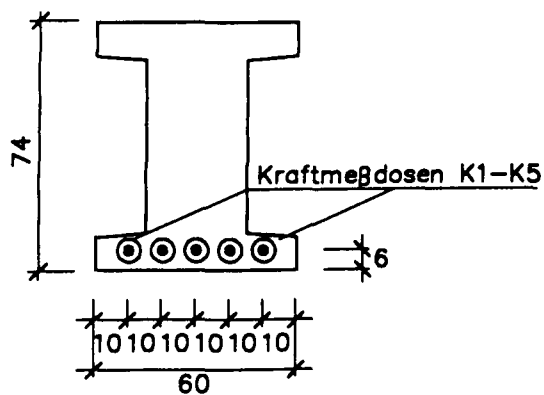
Vorspannung



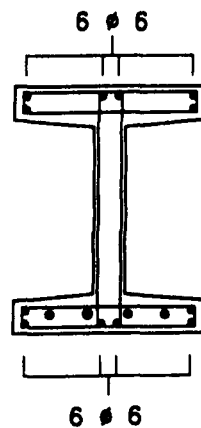
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



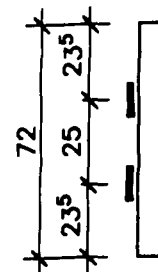
Ansicht Festanker



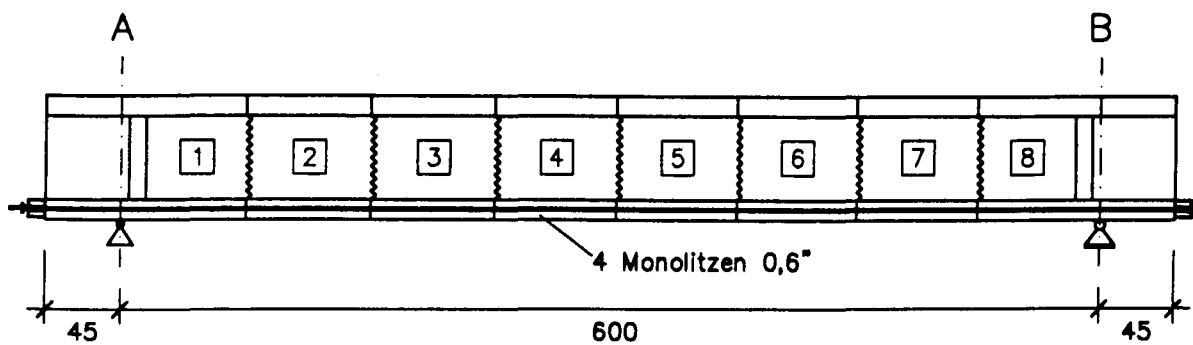
Schnitt a-a



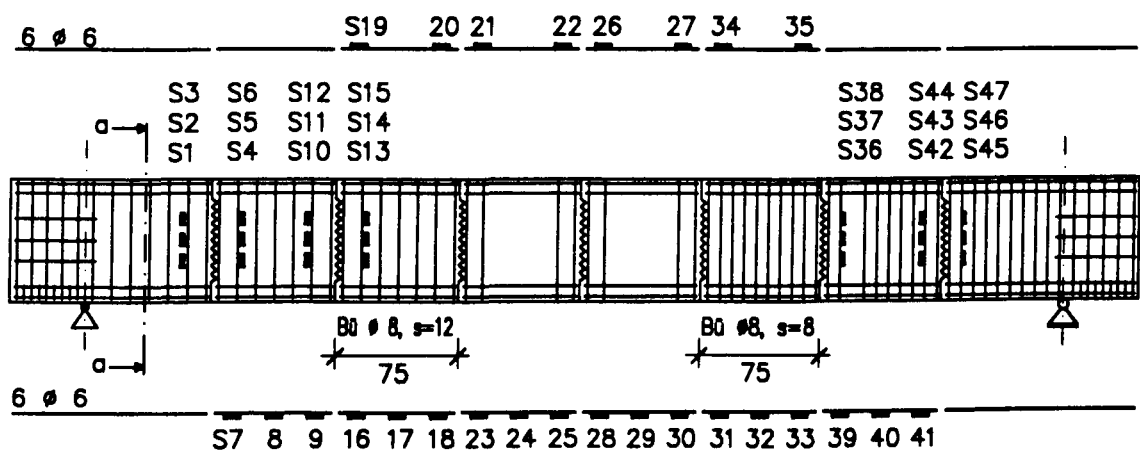
Bügelmeßstellen



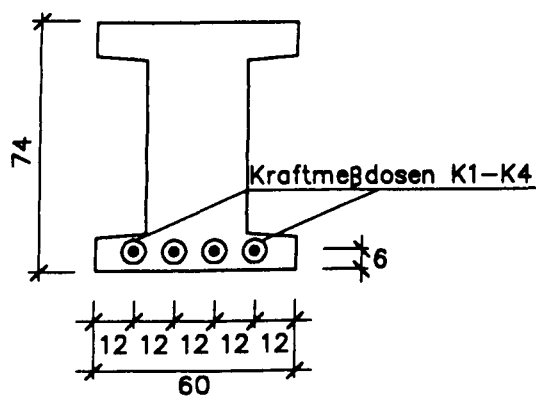
Vorspannung



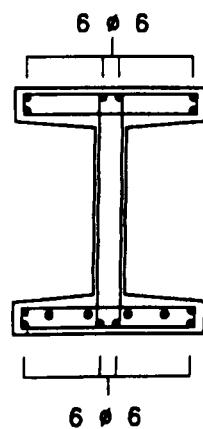
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



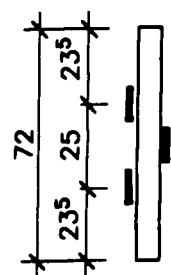
Ansicht Festanker



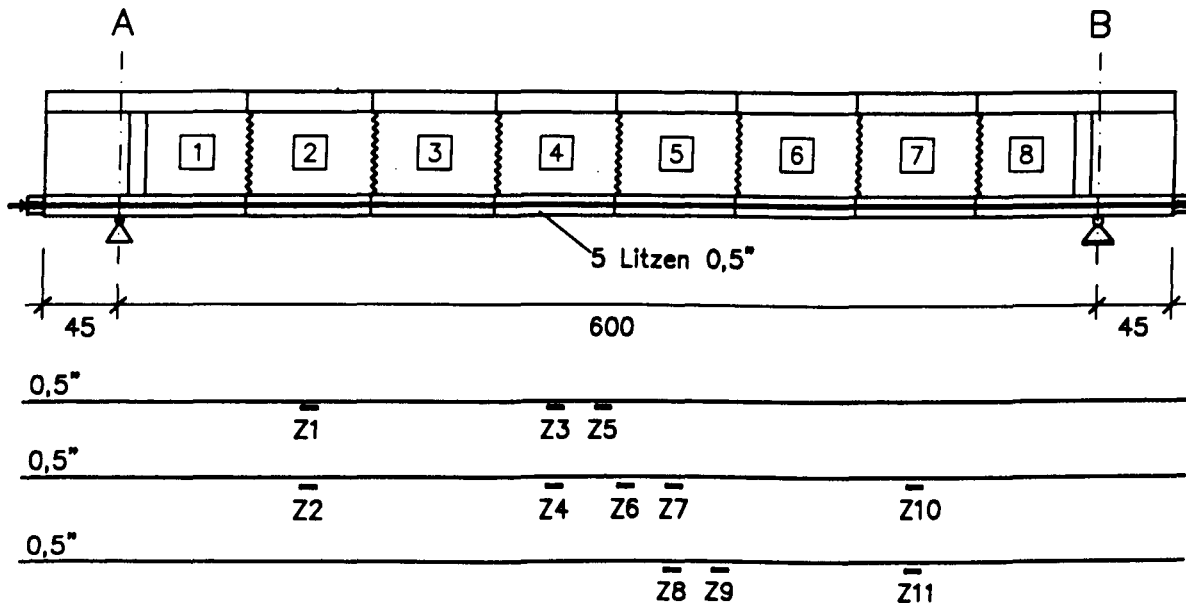
Schnitt a-a



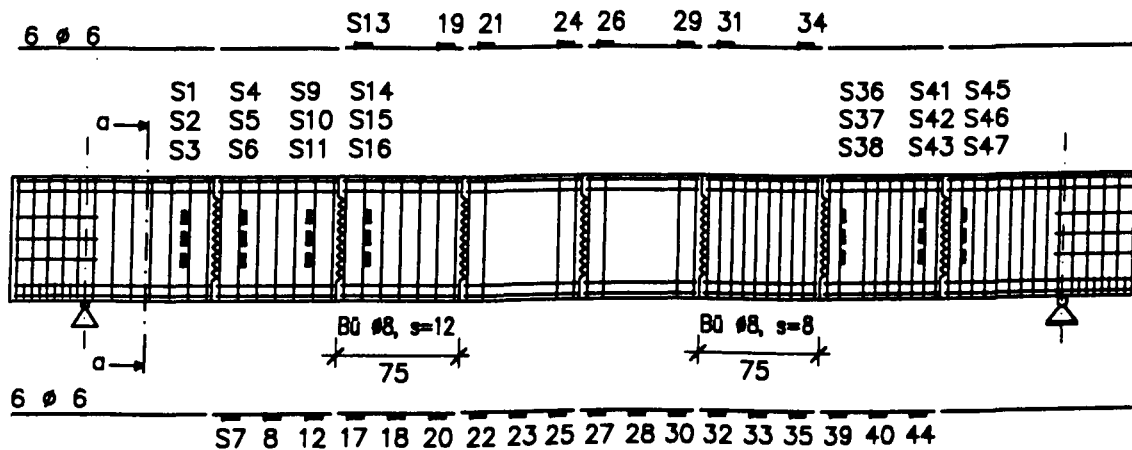
Bügelmeßstellen



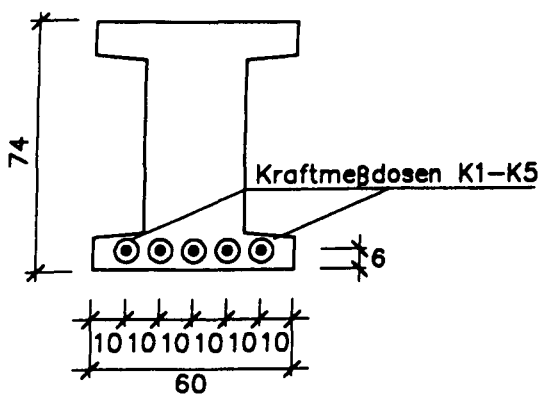
Vorspannung u. Spannstahl-Meßstellen



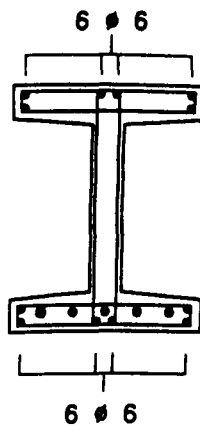
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



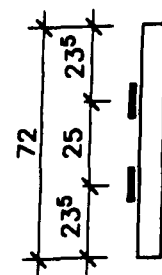
Ansicht Festanker



Schnitt a-a

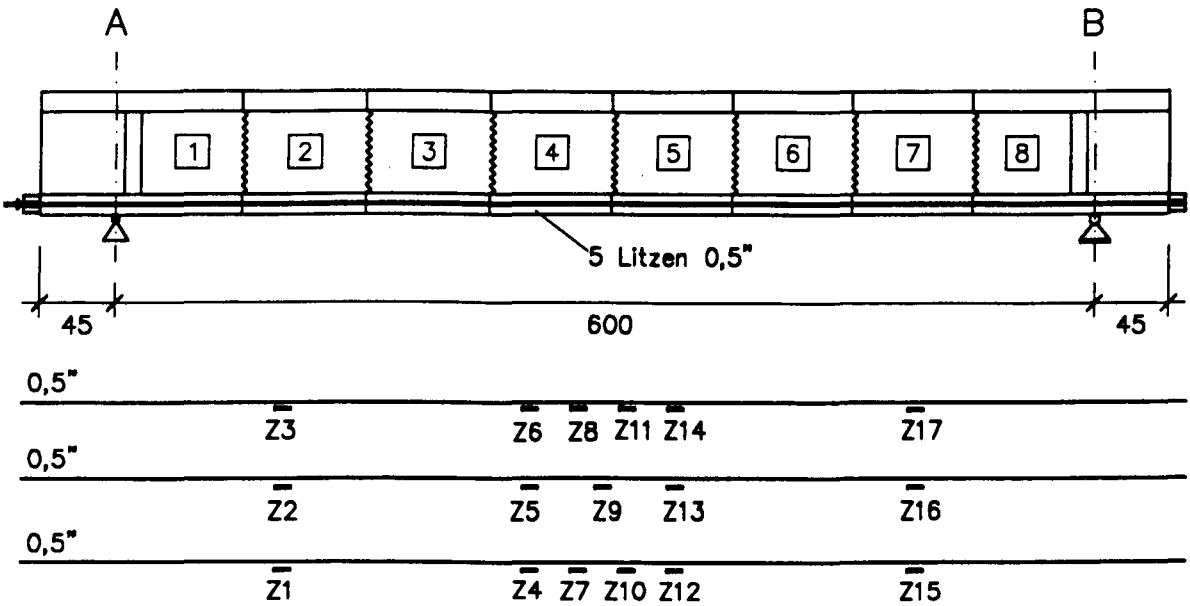


Bügelmeßstellen

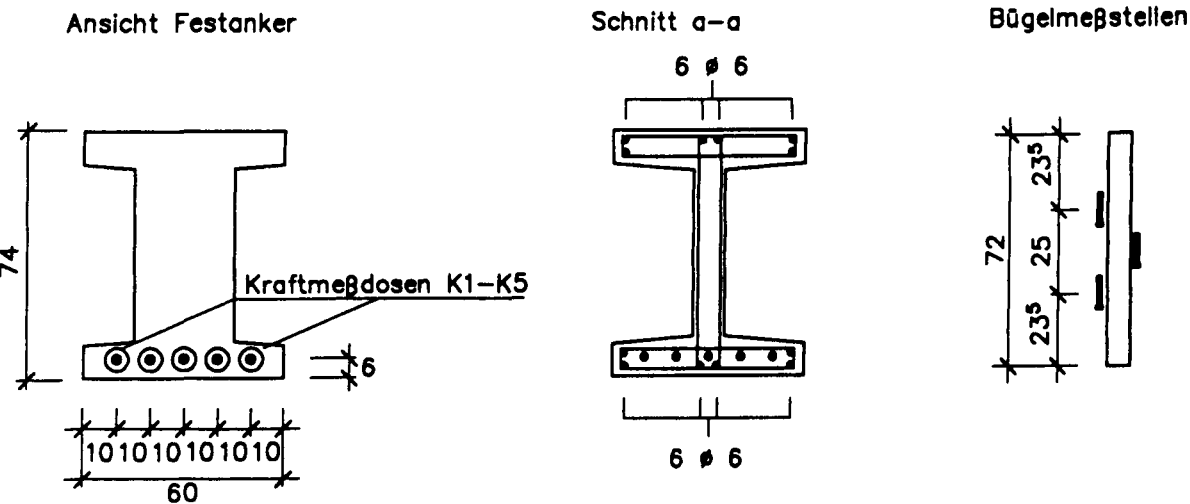
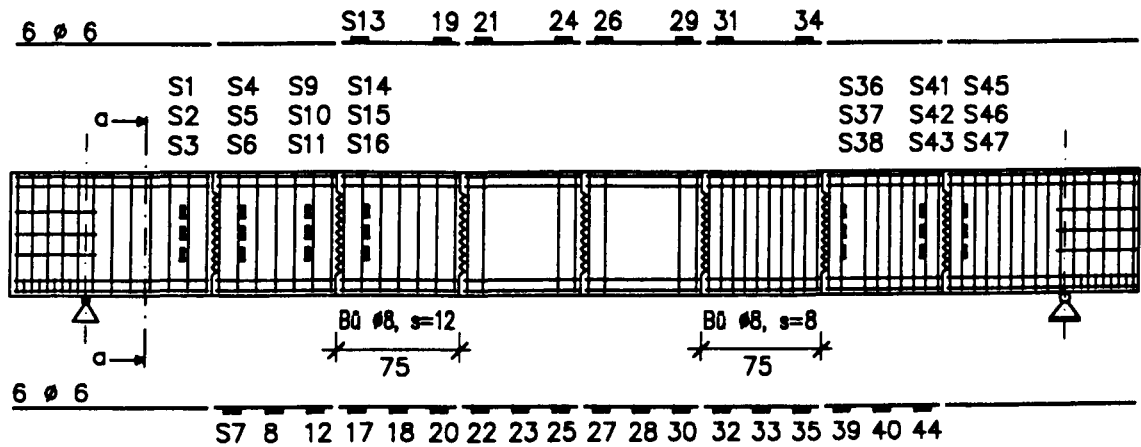


Anlage A13: Versuch SV - 3, Bewehrung und Stahlmeßstellen

Vorspannung u. Spannsteel-Meßstellen

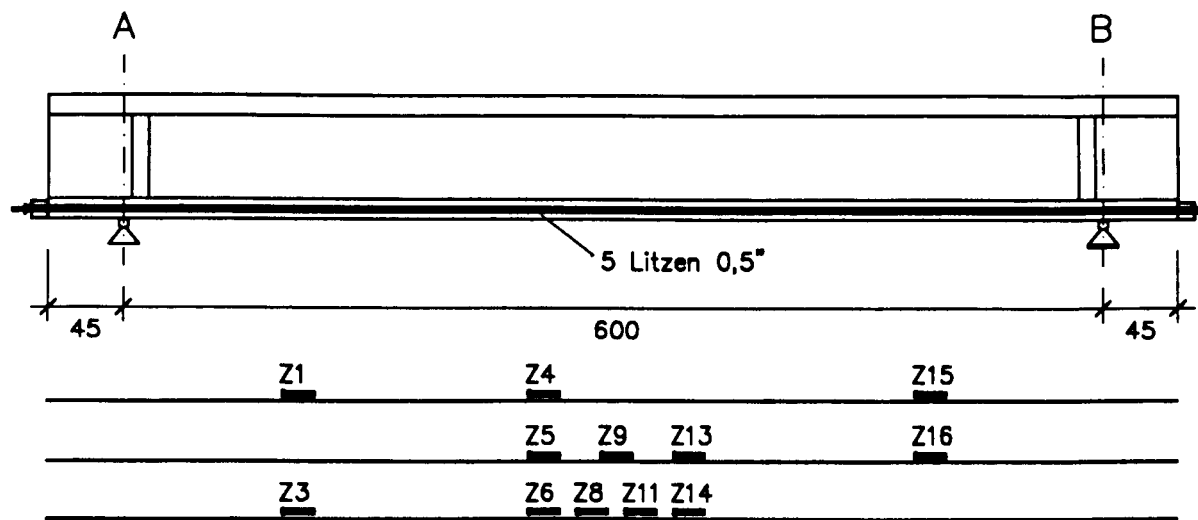


Bewehrung u. Stahl-Meßstellen

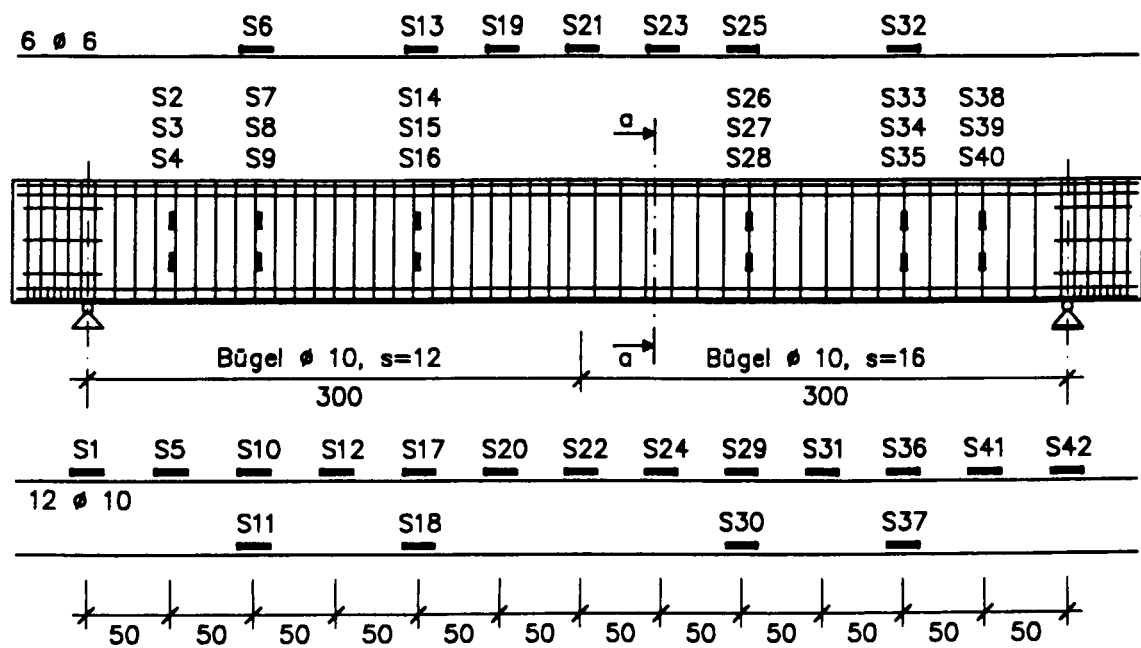


Anlage A14: Versuch SV - 4, Bewehrung und Stahlmeßstellen

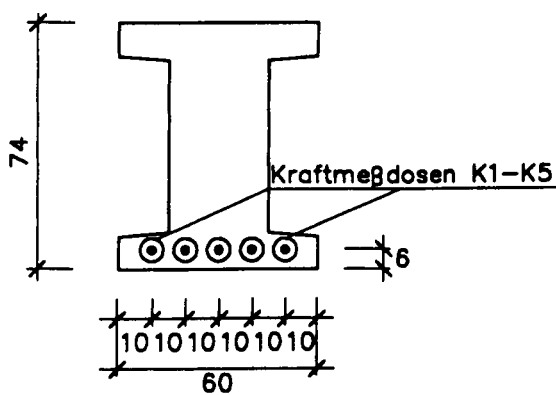
Vorspannung u. Spannsteel-Meßstellen



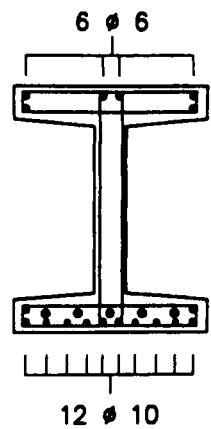
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



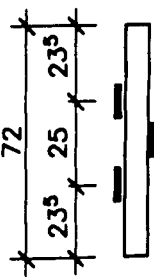
Ansicht Festanker



Schnitt a-a

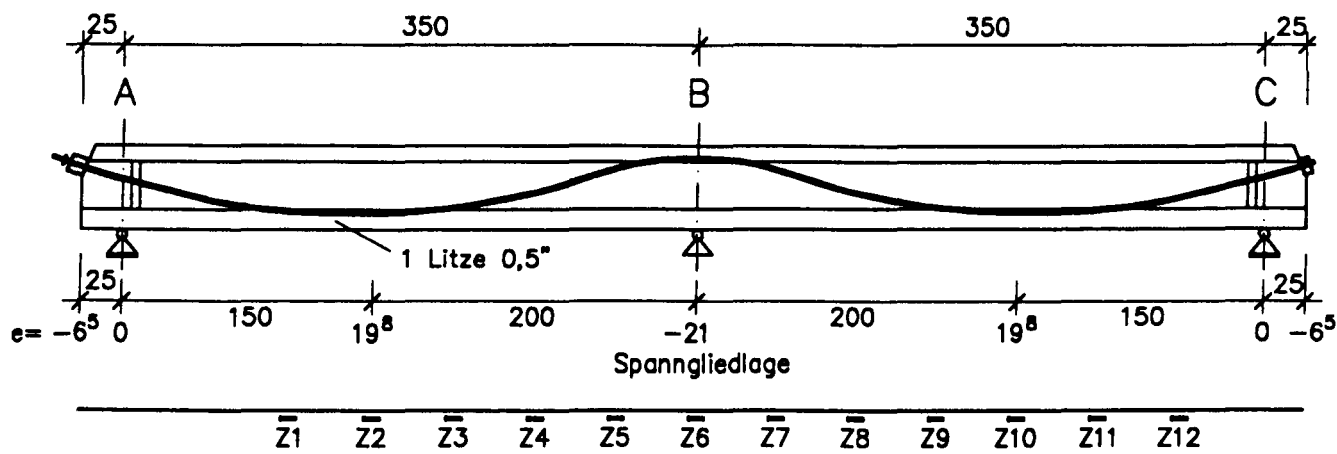


Bügelmeßstellen

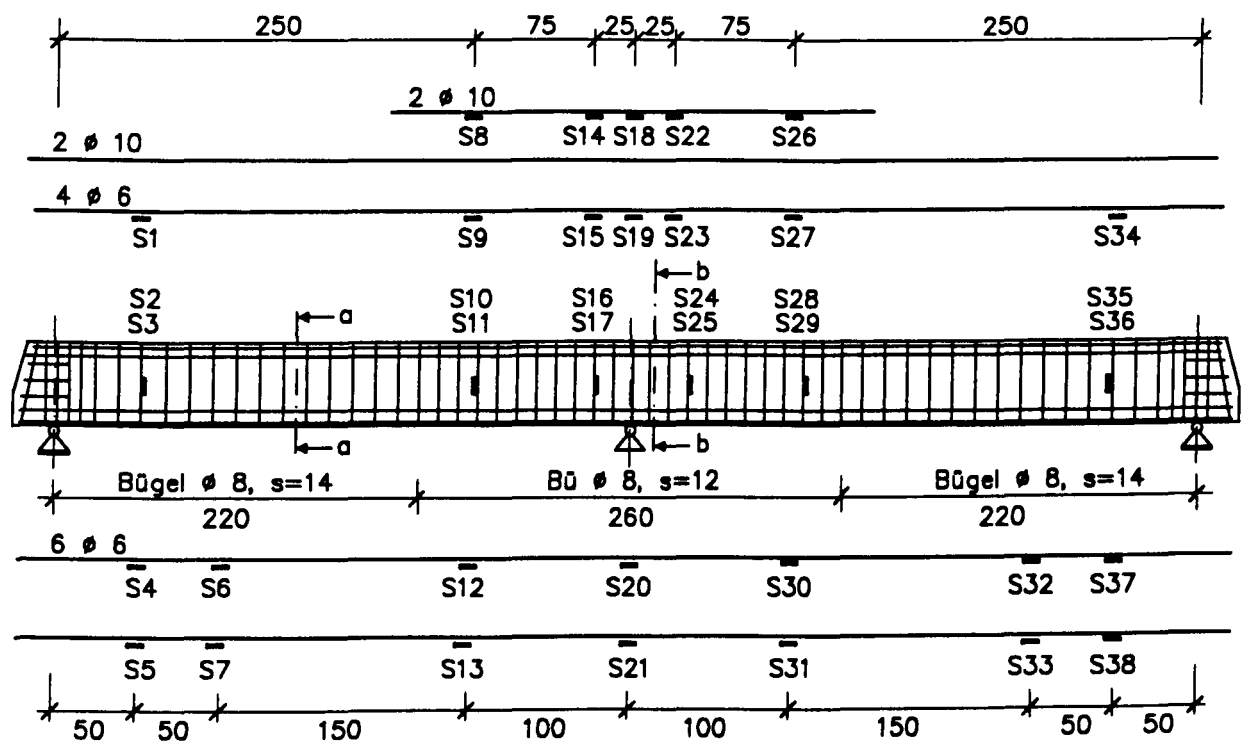


Anlage A15: Versuch TV - 1, Bewehrung und Stahlmeßstellen

Vorspannung u. Spannsteel-Meßstellen



Bewehrung u. Stahl-Meßstellen

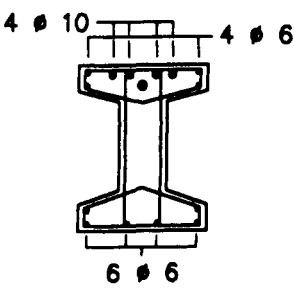
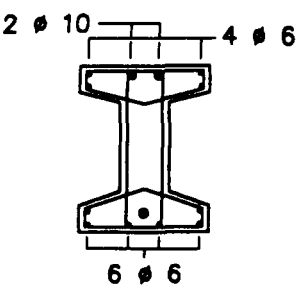
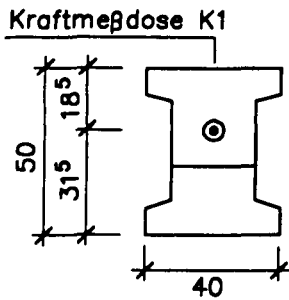


Ansicht Festanker

Schnitt a-a

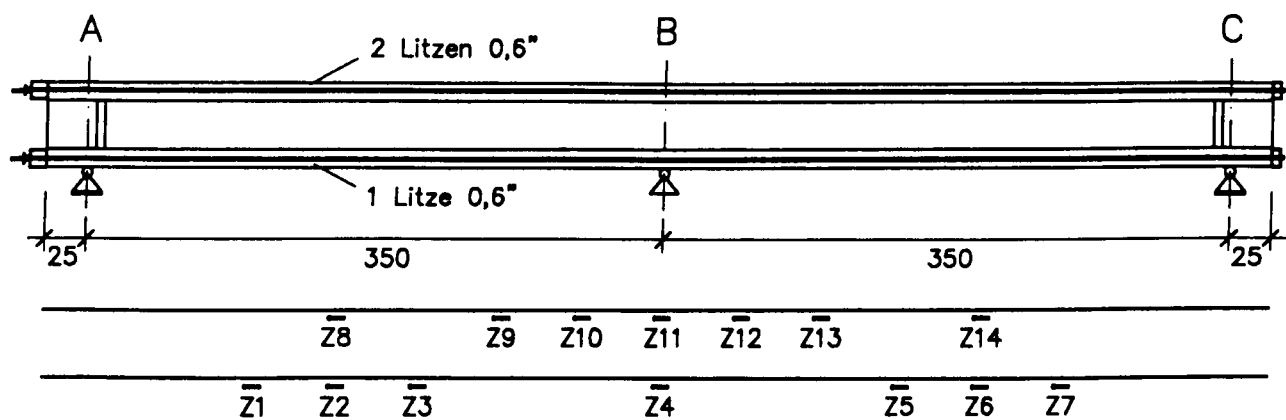
Schnitt b-b

Bügelmeßstellen

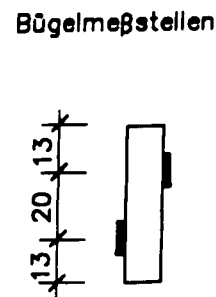
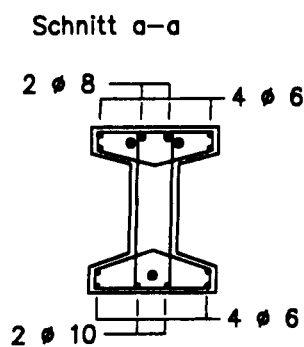
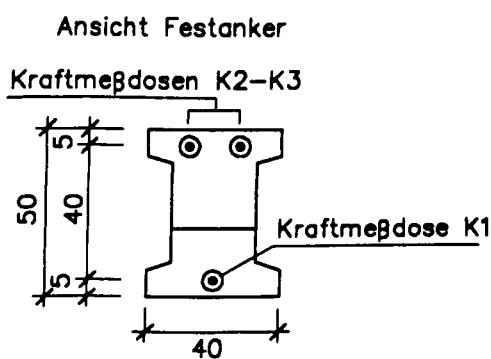
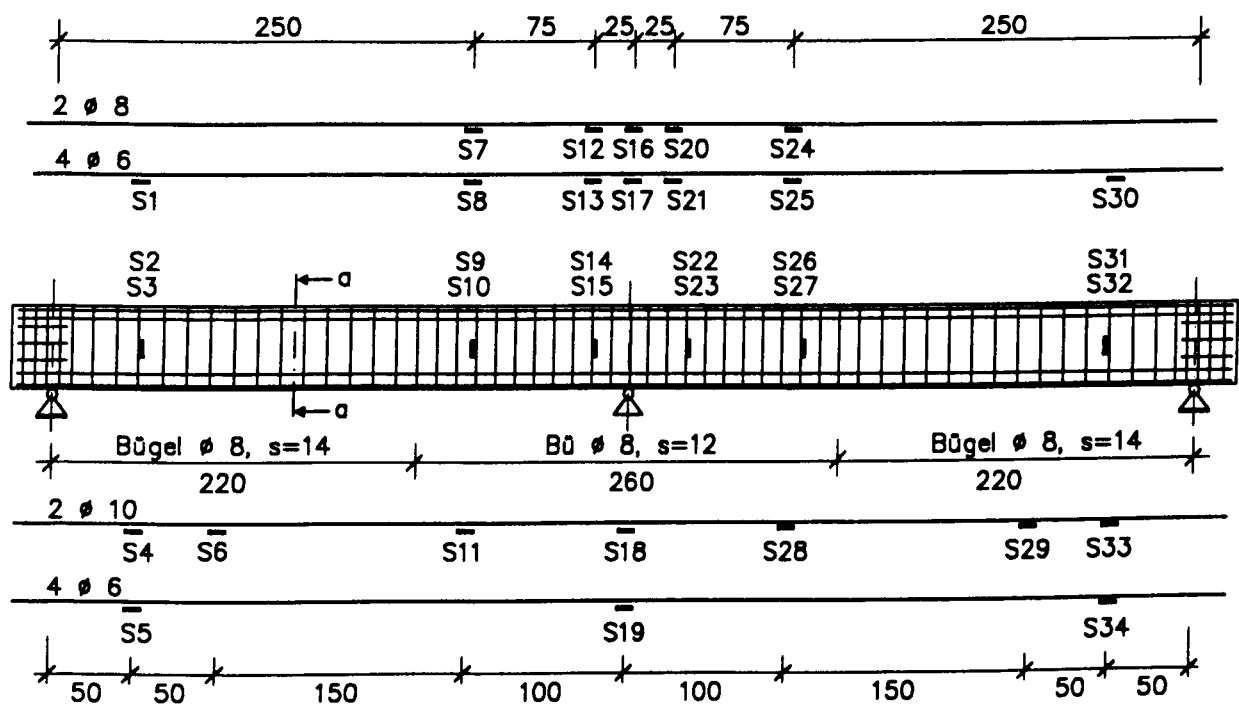


Anlage A17: Versuch TV - 3, Bewehrung und Stahlmeßstellen

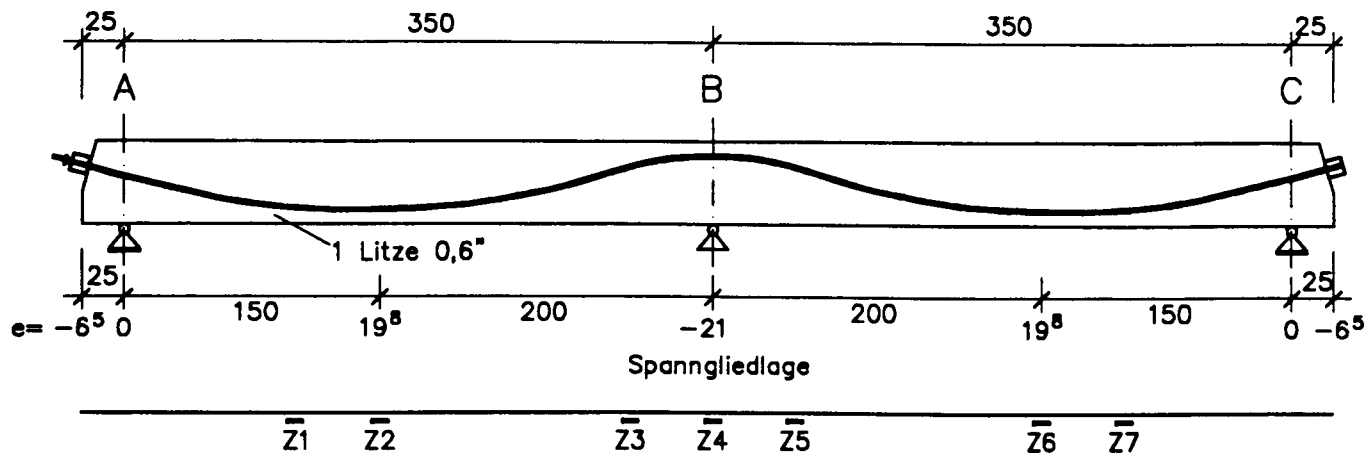
Vorspannung u. Spannstahl-Meßstellen



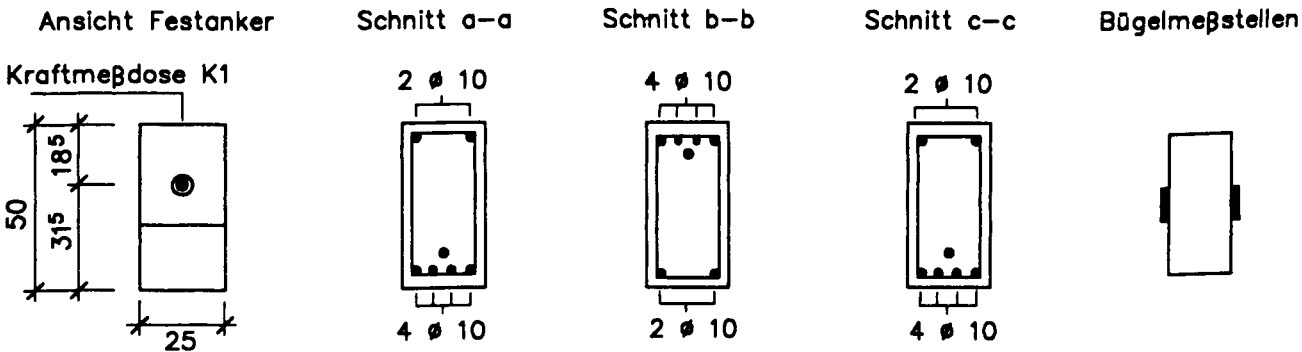
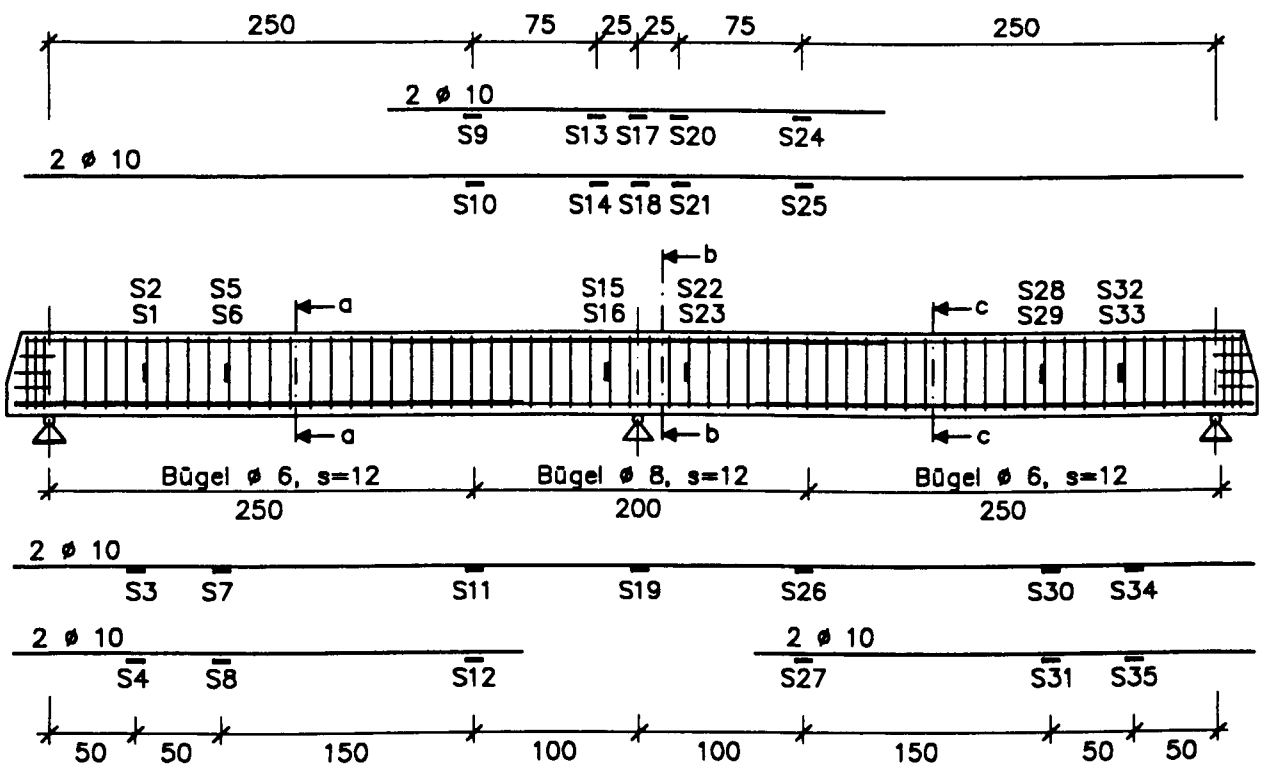
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen



Vorspannung u. Spann Stahl-Meßstellen

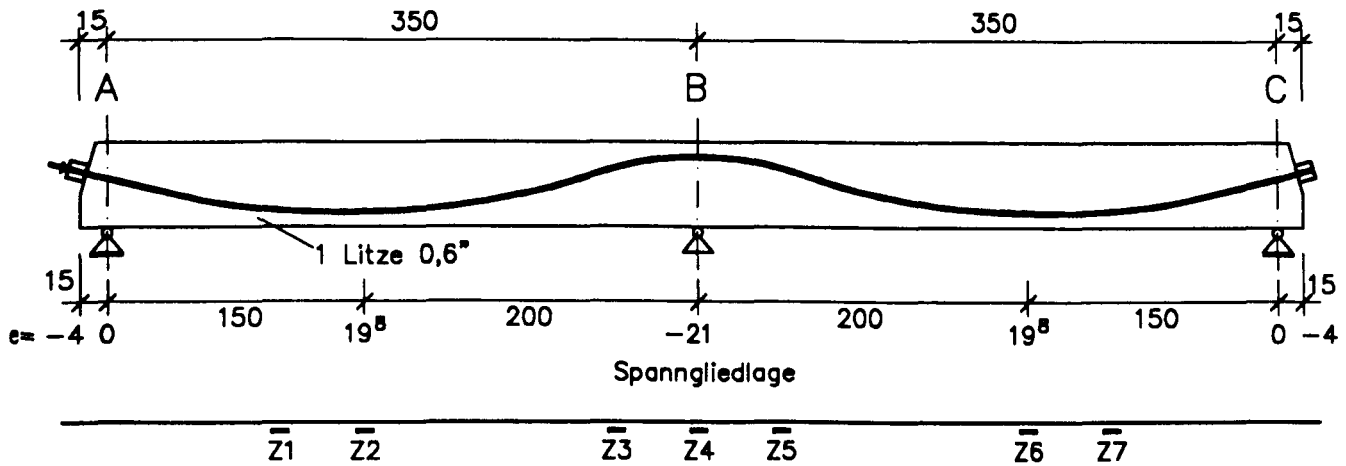


Bewehrung u. Stahl-Meßstellen

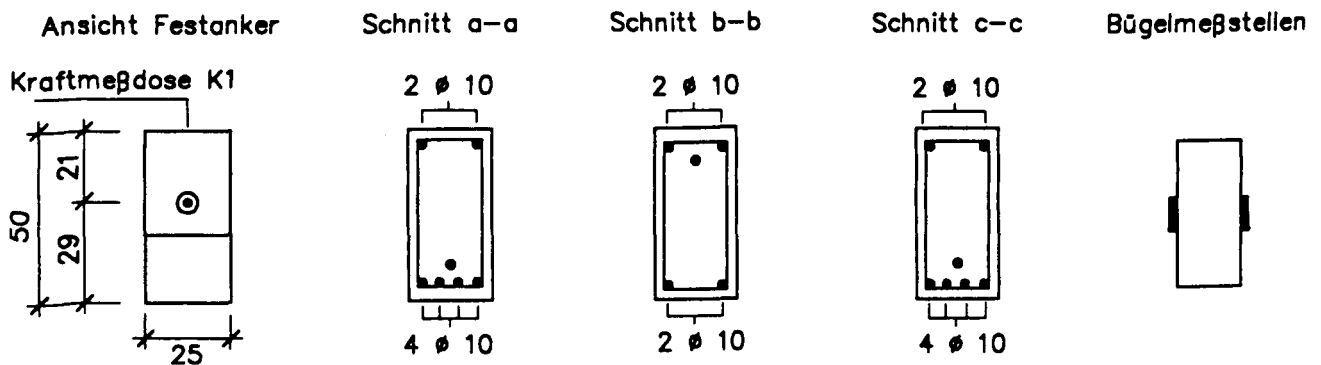
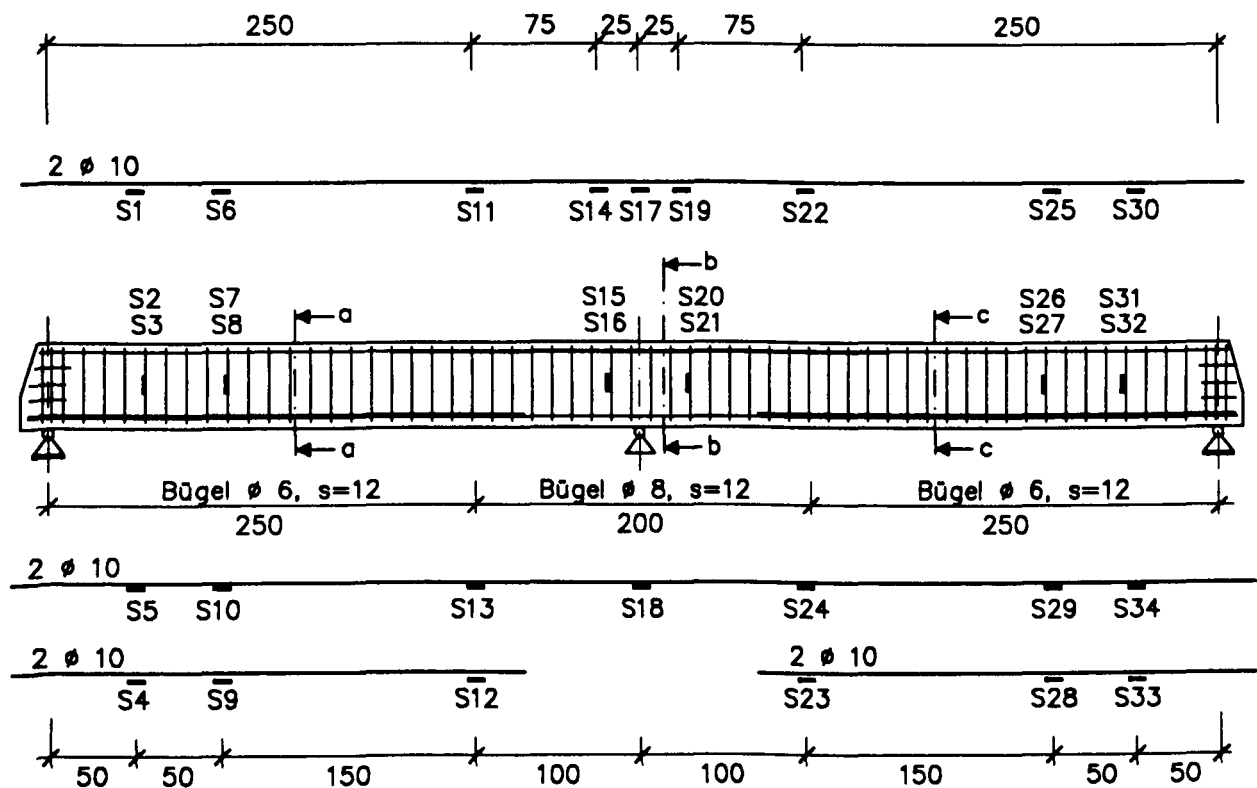


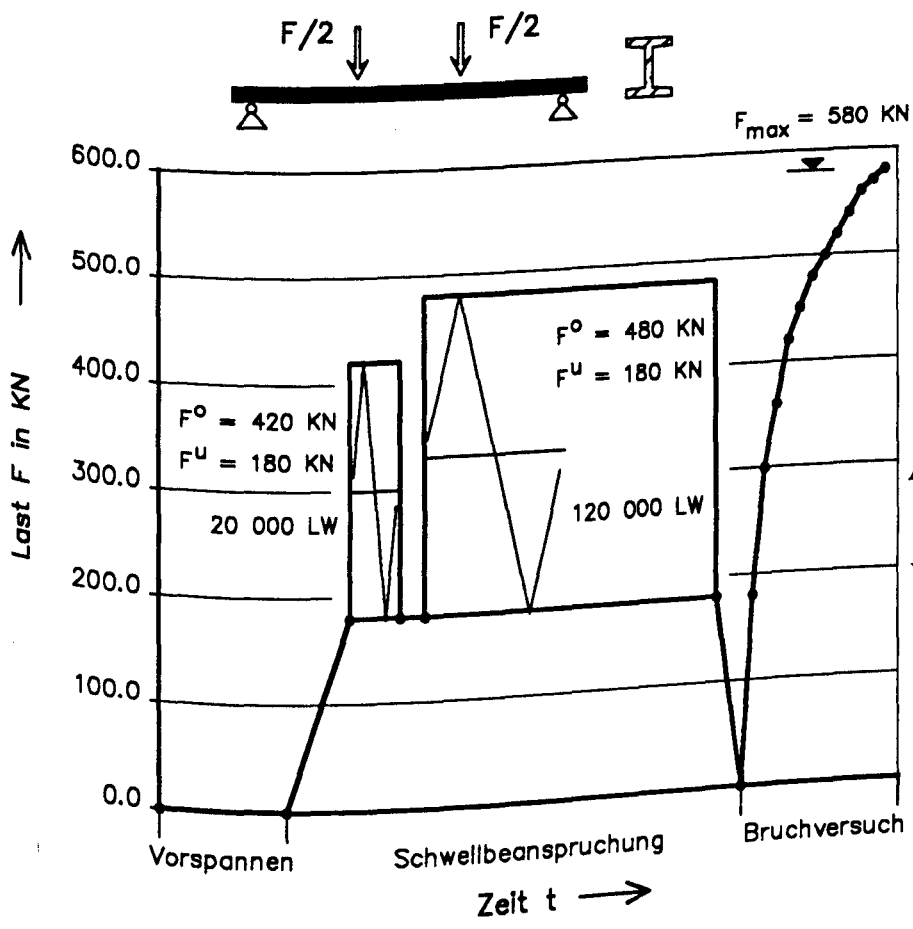
Anlage A21: Versuch TV - 7, Bewehrung und Stahlmeßstellen

Vorspannung u. Spann Stahl-Meßstellen



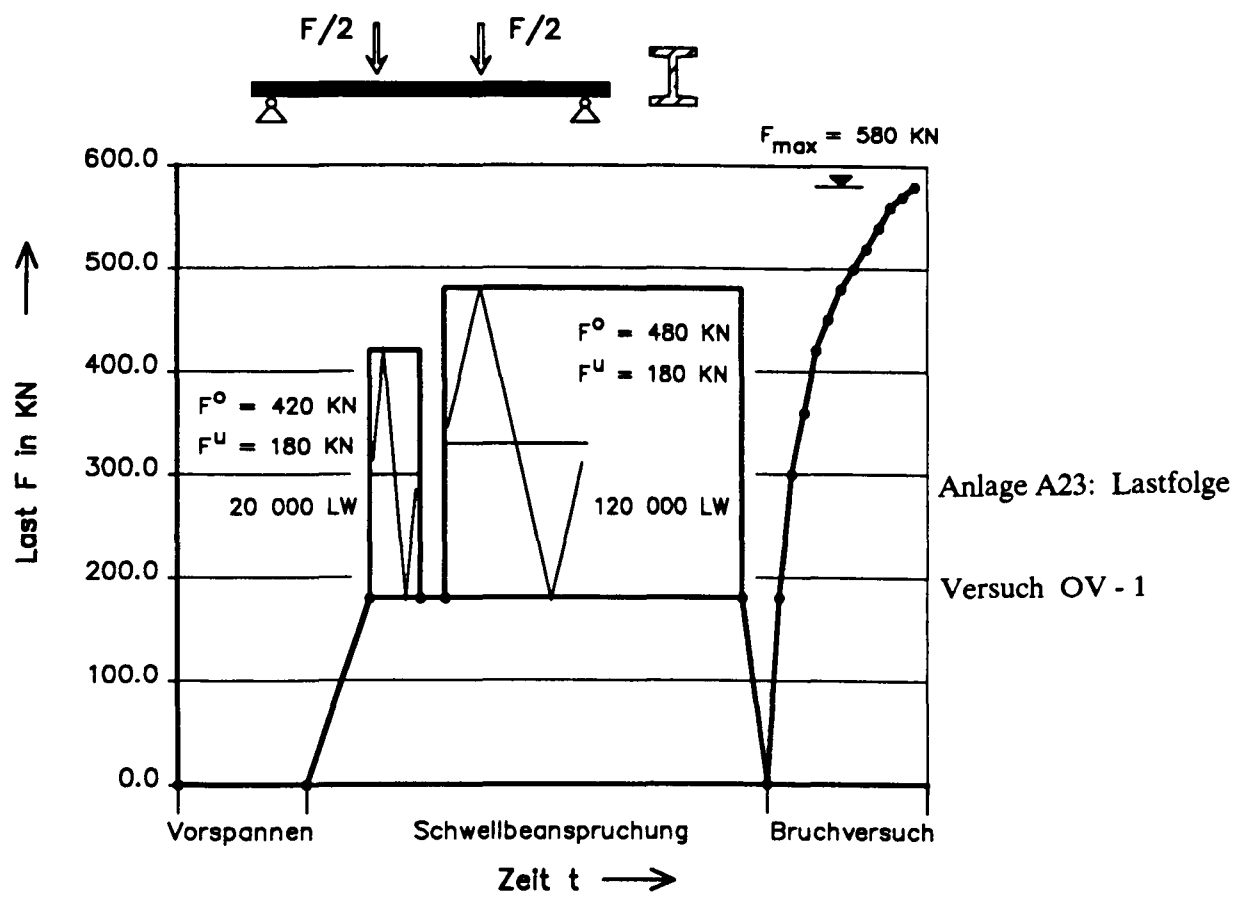
Bewehrung u. Stahl-Meßstellen

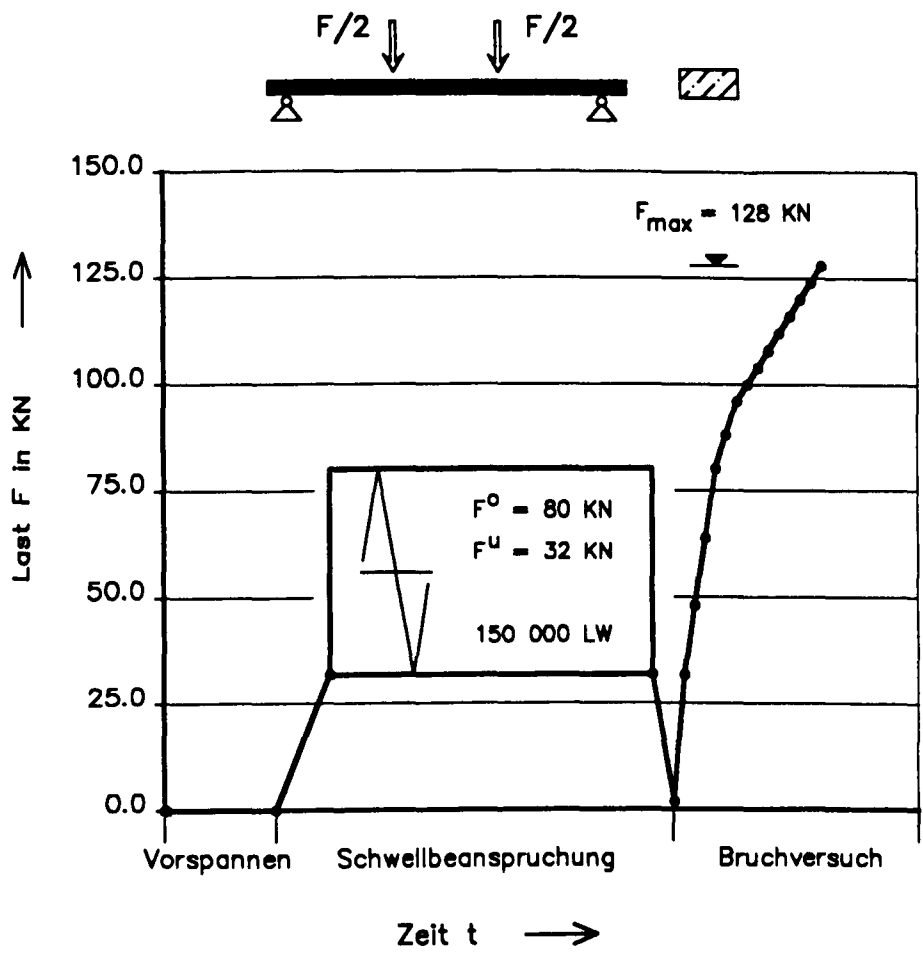




Anlage A23: Lastfolge

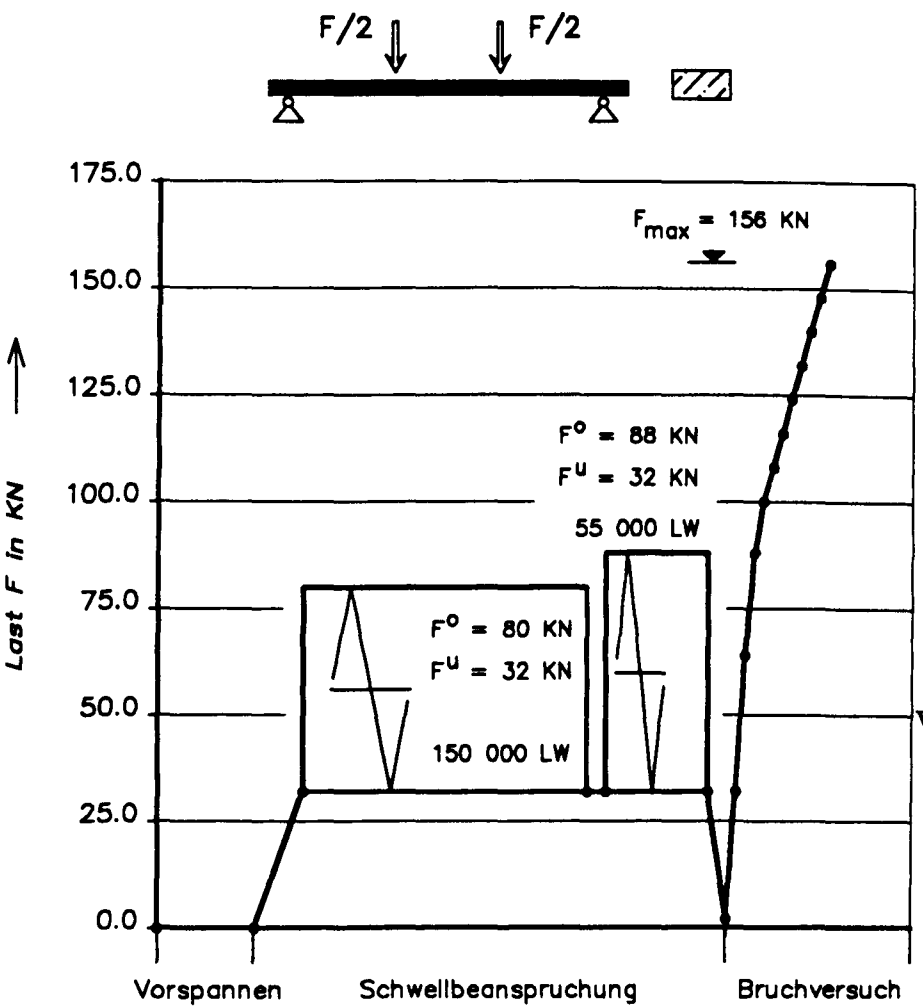
Versuch OV - 1



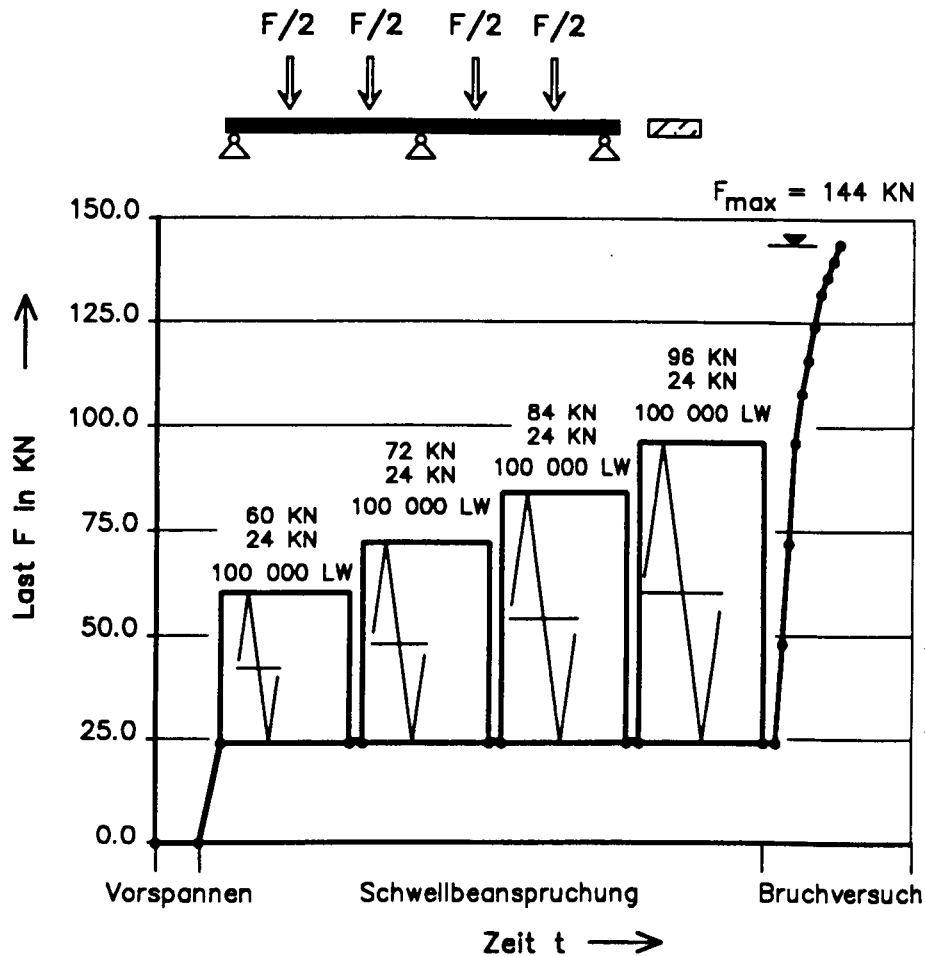


Anlage A24: Lastfolge

Versuch OV - 2

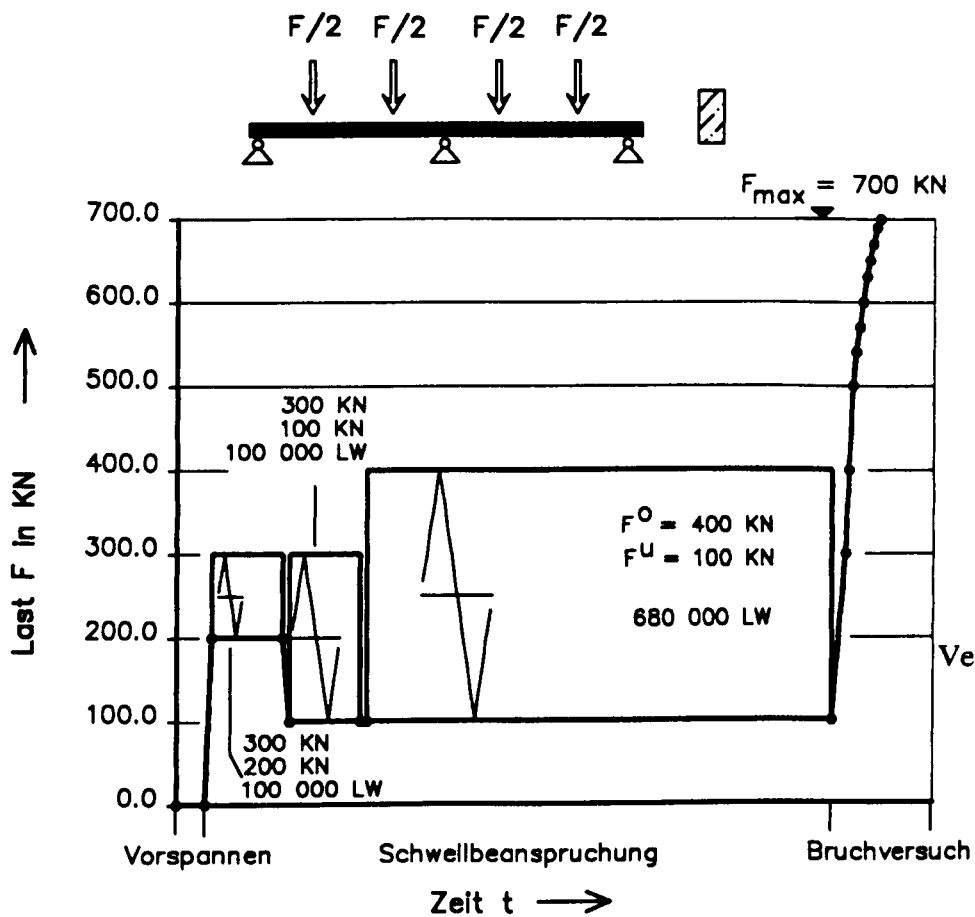


Versuch OV - 3

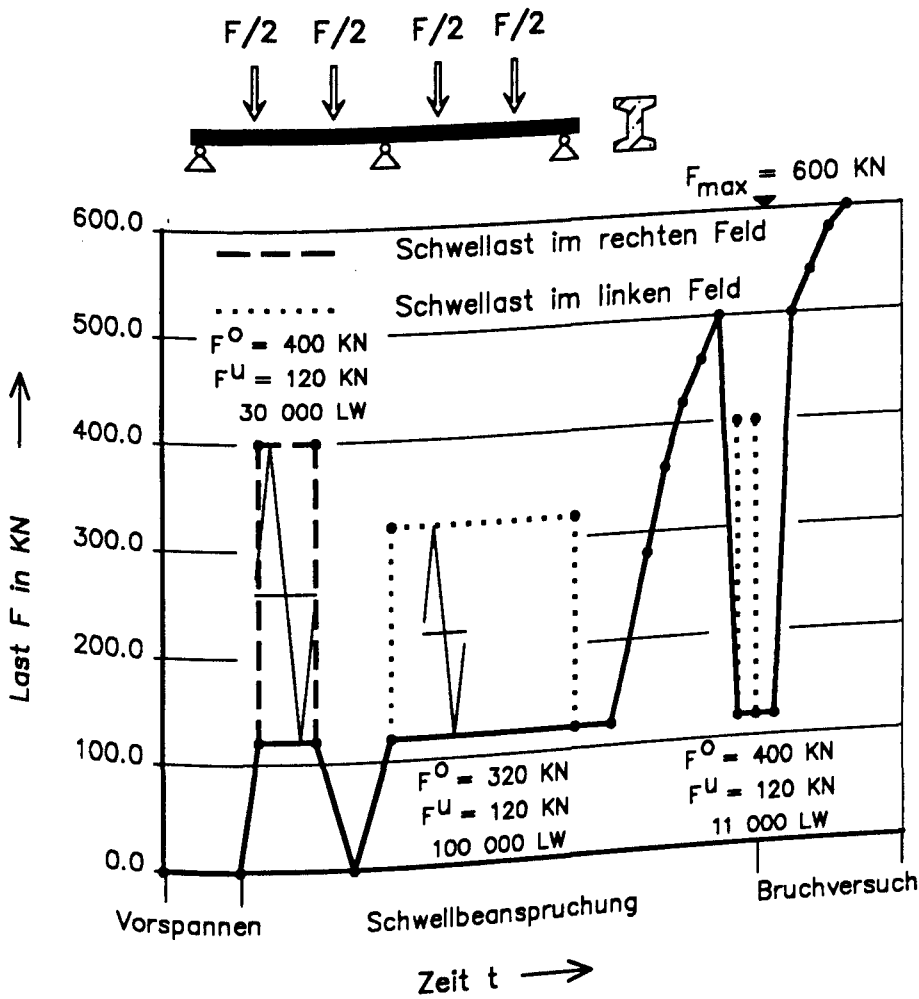


Anlage A25: Lastfolge

Versuch OV - 4

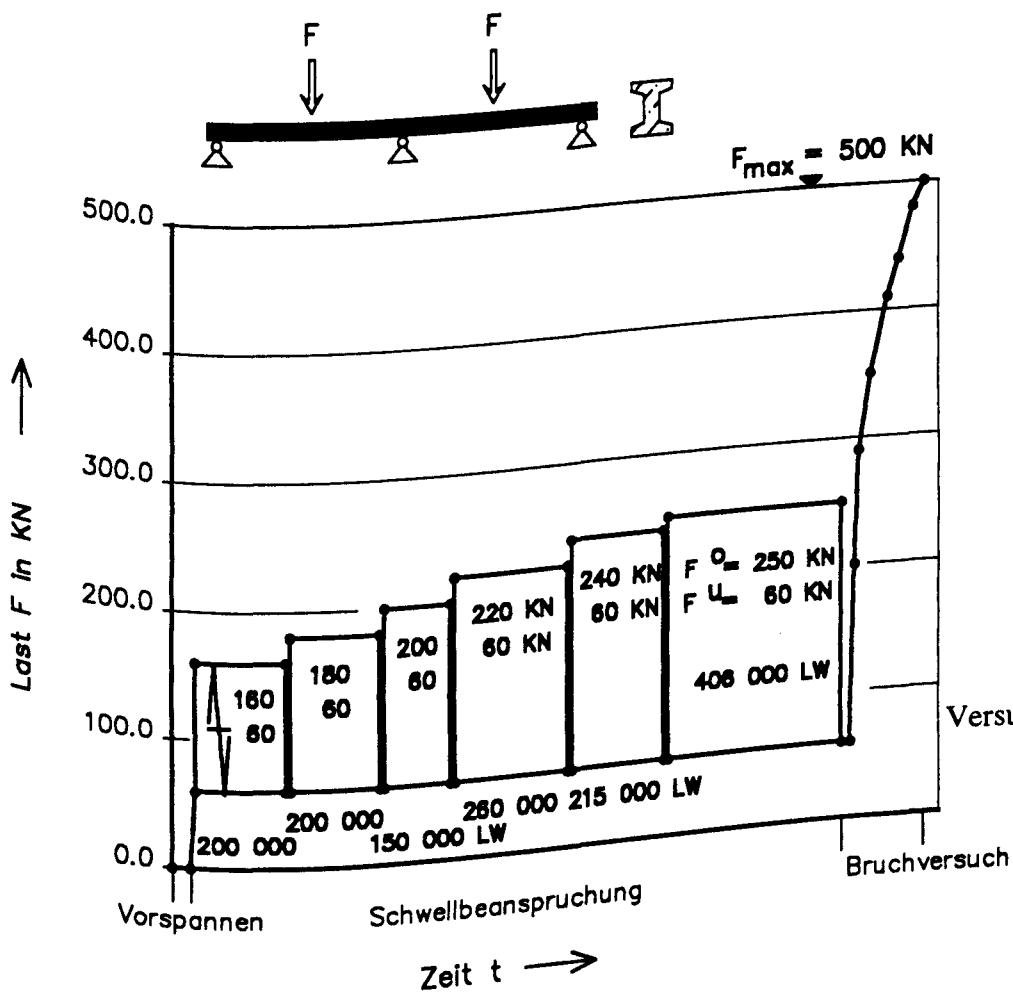


Versuch OV - 5

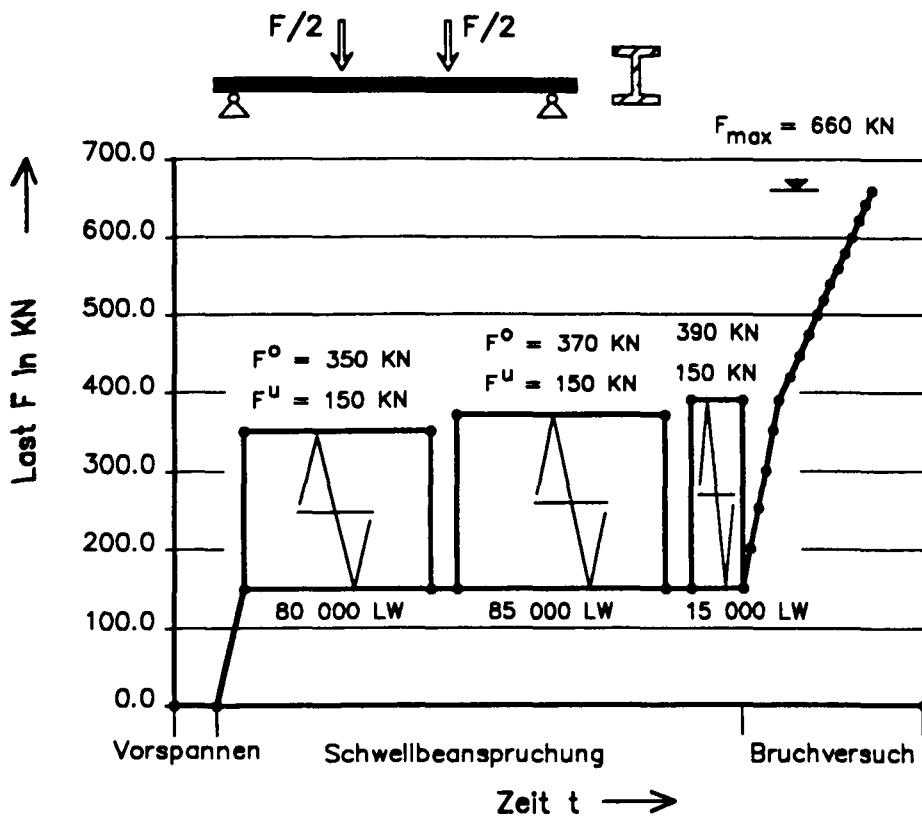


Anlage A26:
Lastfolge

Versuch OV - 6

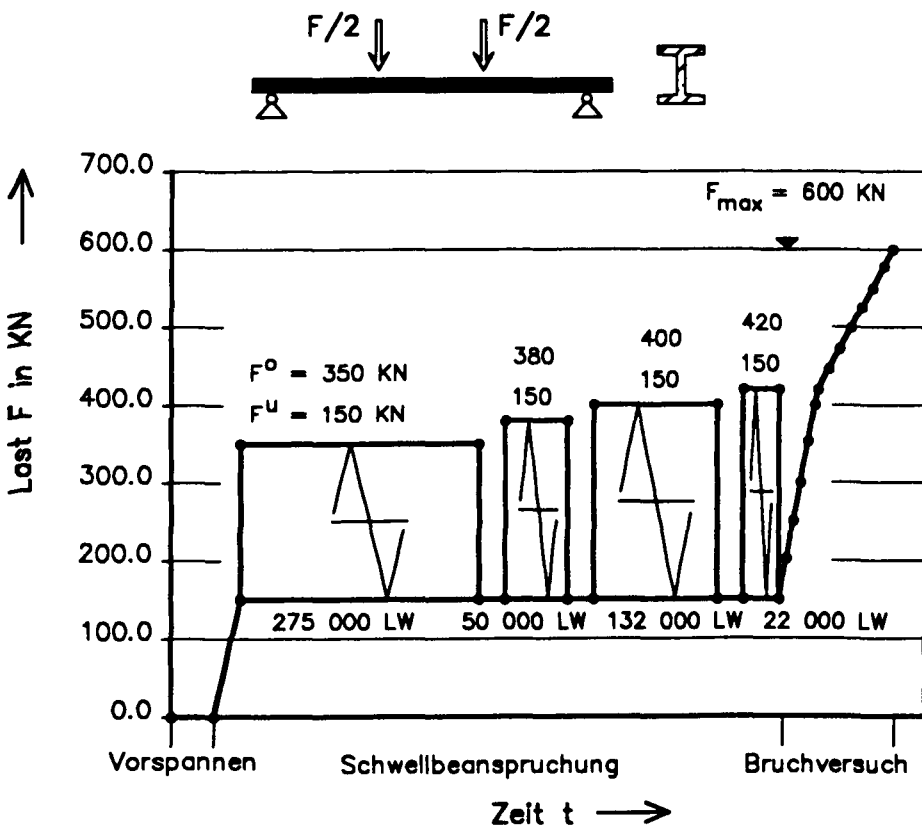


Versuch OV - 7

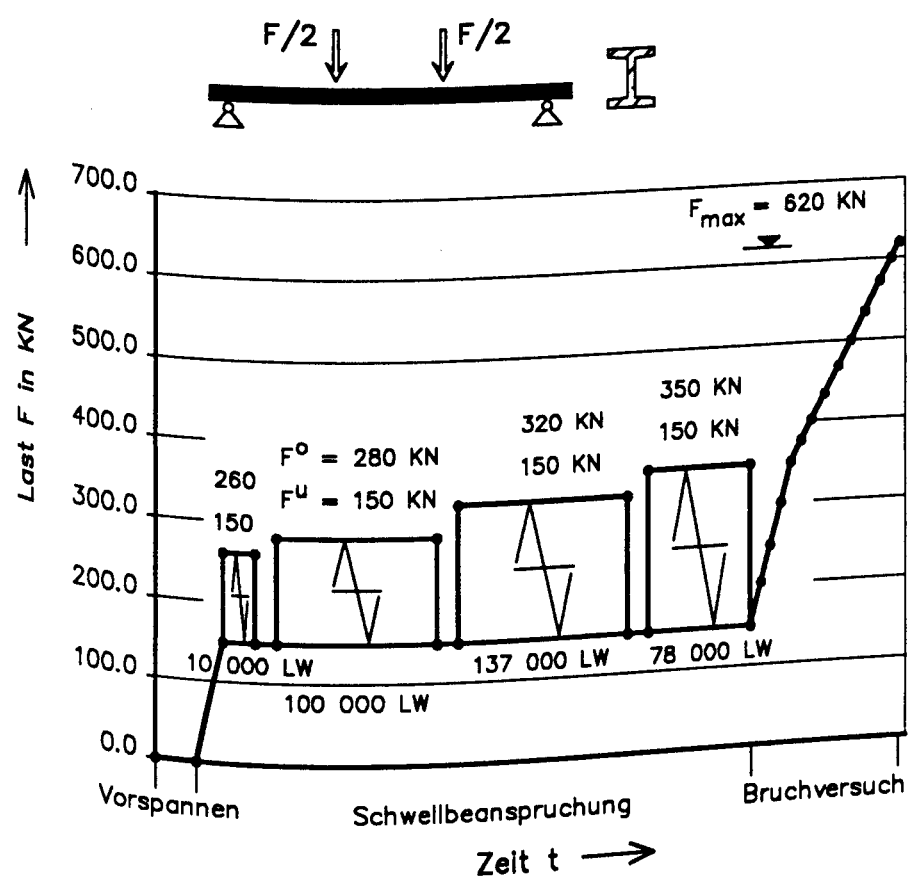


Anlage A27: Lastfolge

Versuch SV - 1

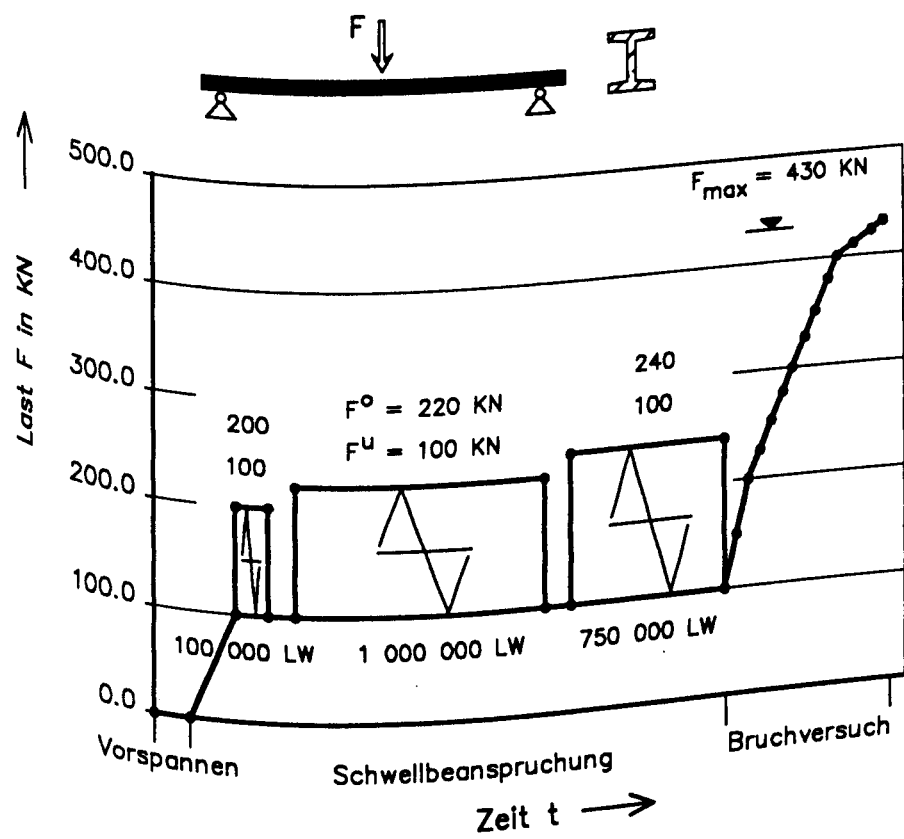


Versuch SV - 2

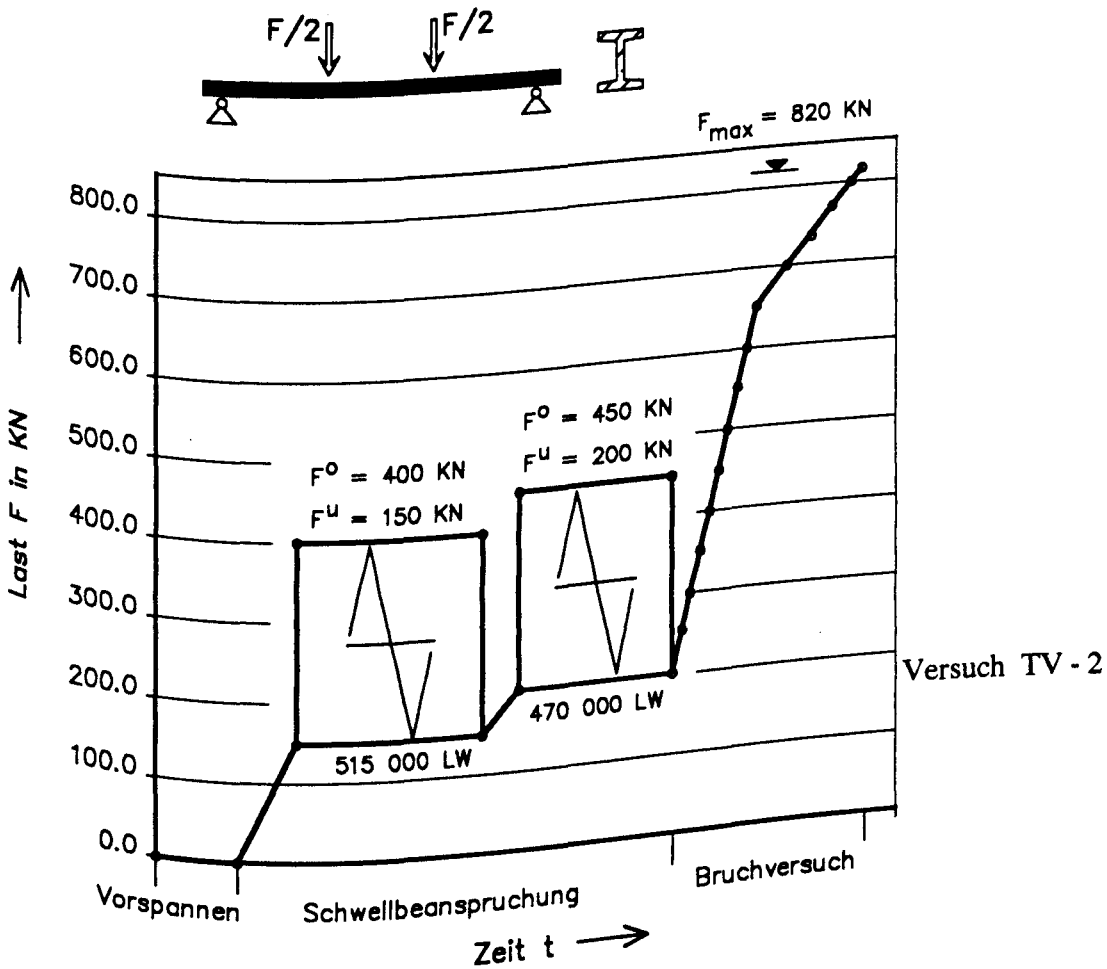
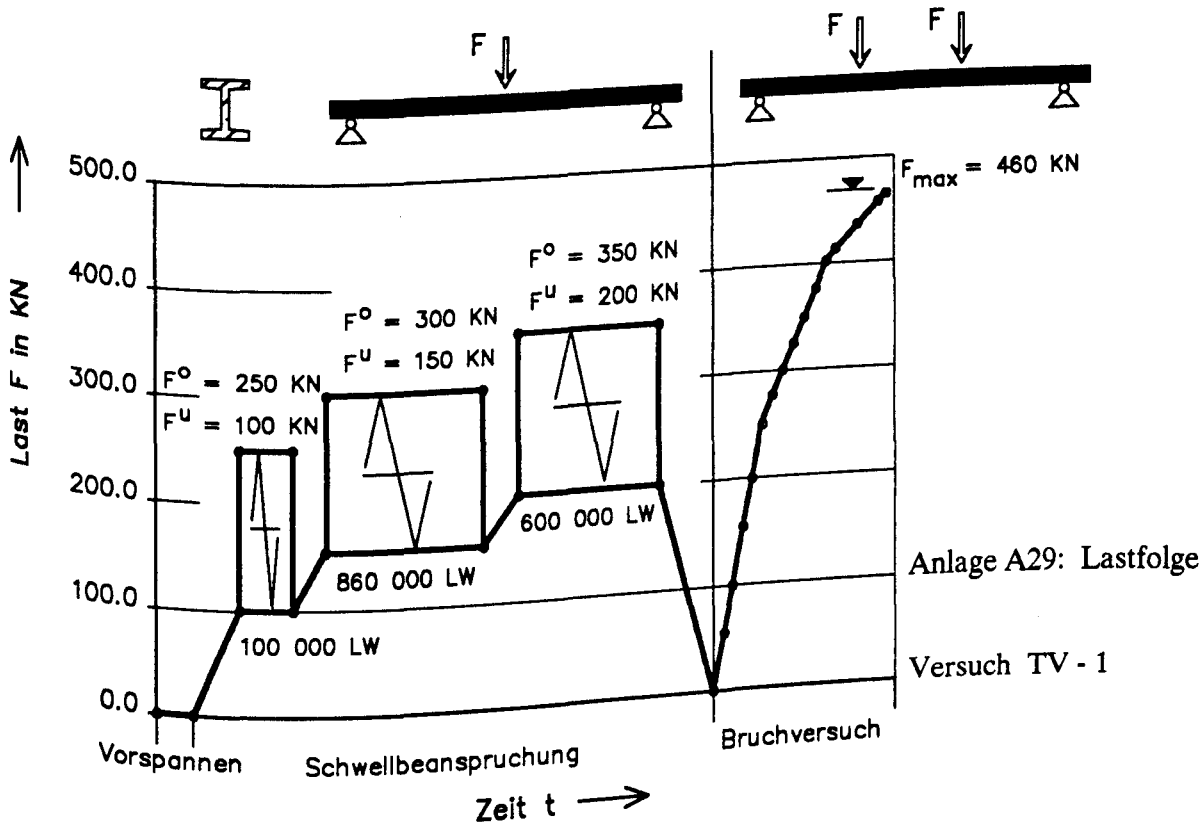


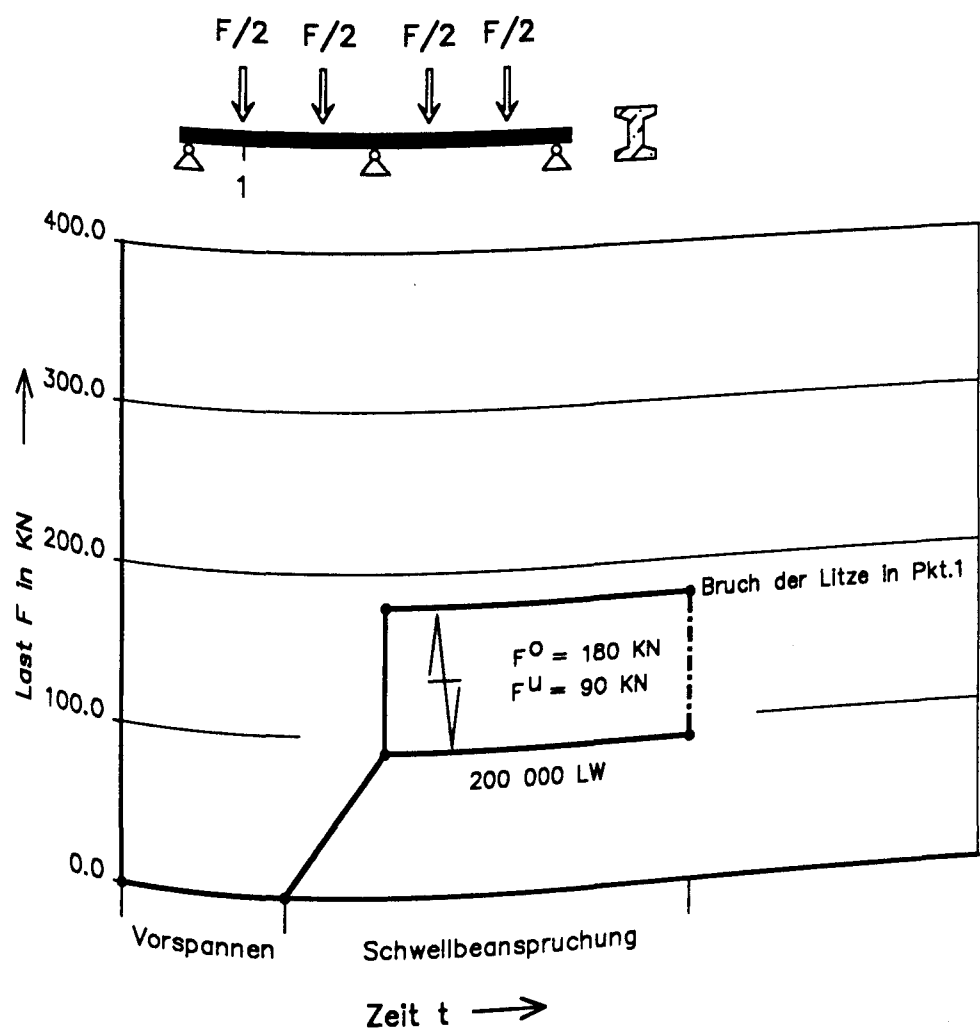
Anlage A28: Lastfolge

Versuch SV - 3



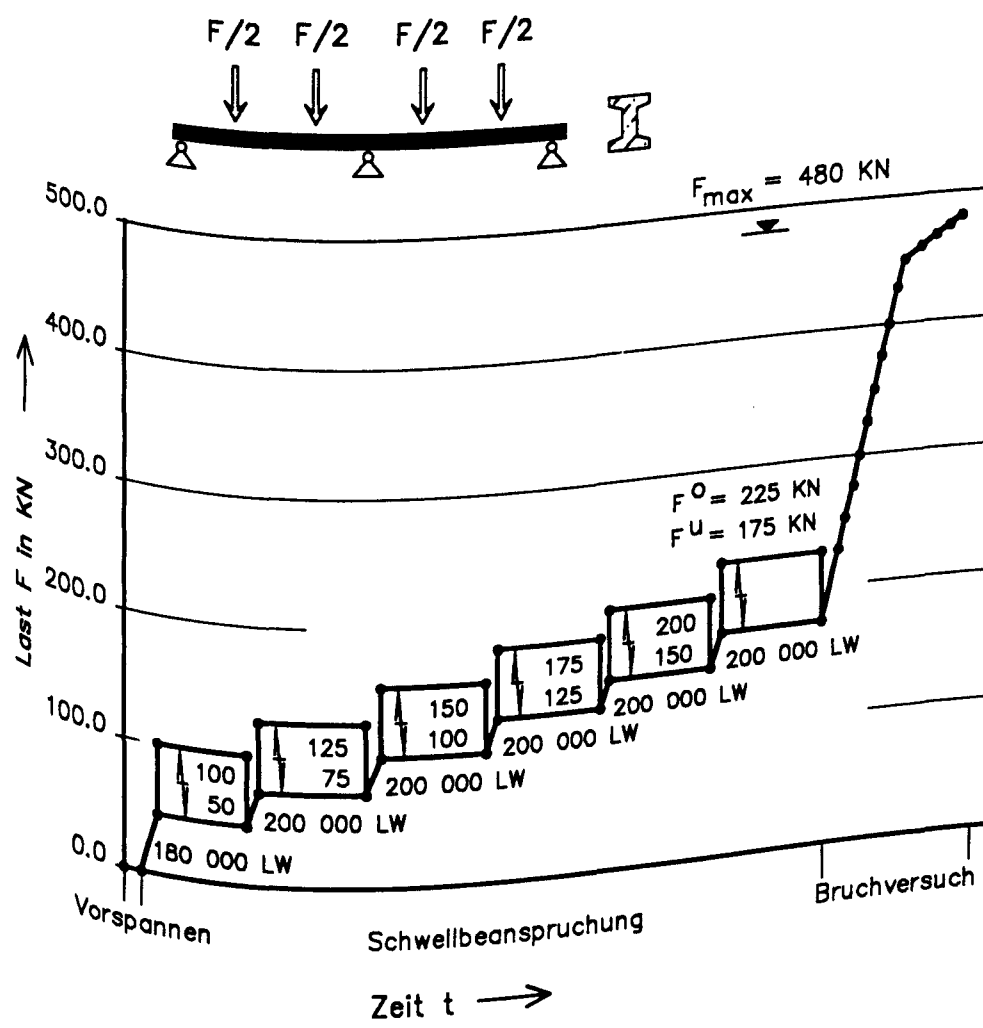
Versuch SV - 4





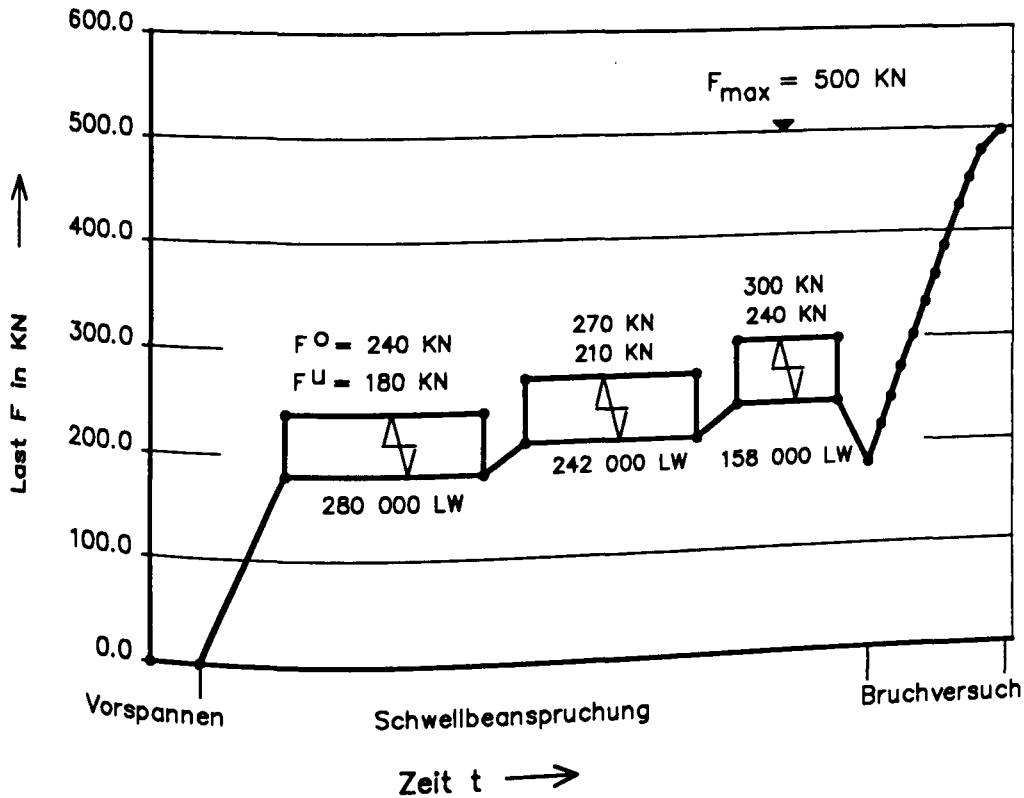
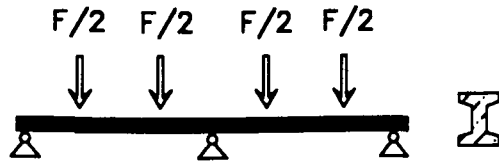
Anlage A30:
Lastfolge

Versuch TV - 3



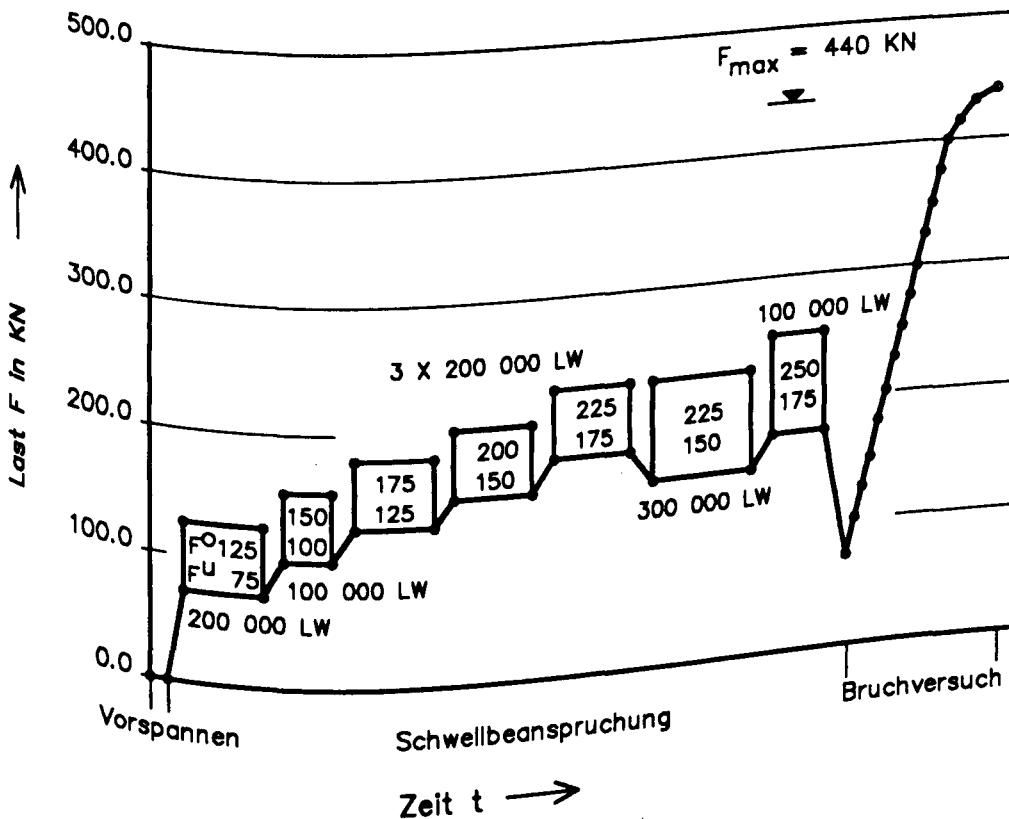
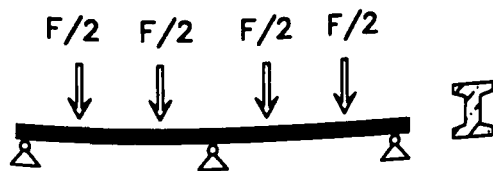
Versuch TV - 4

- A 31 -



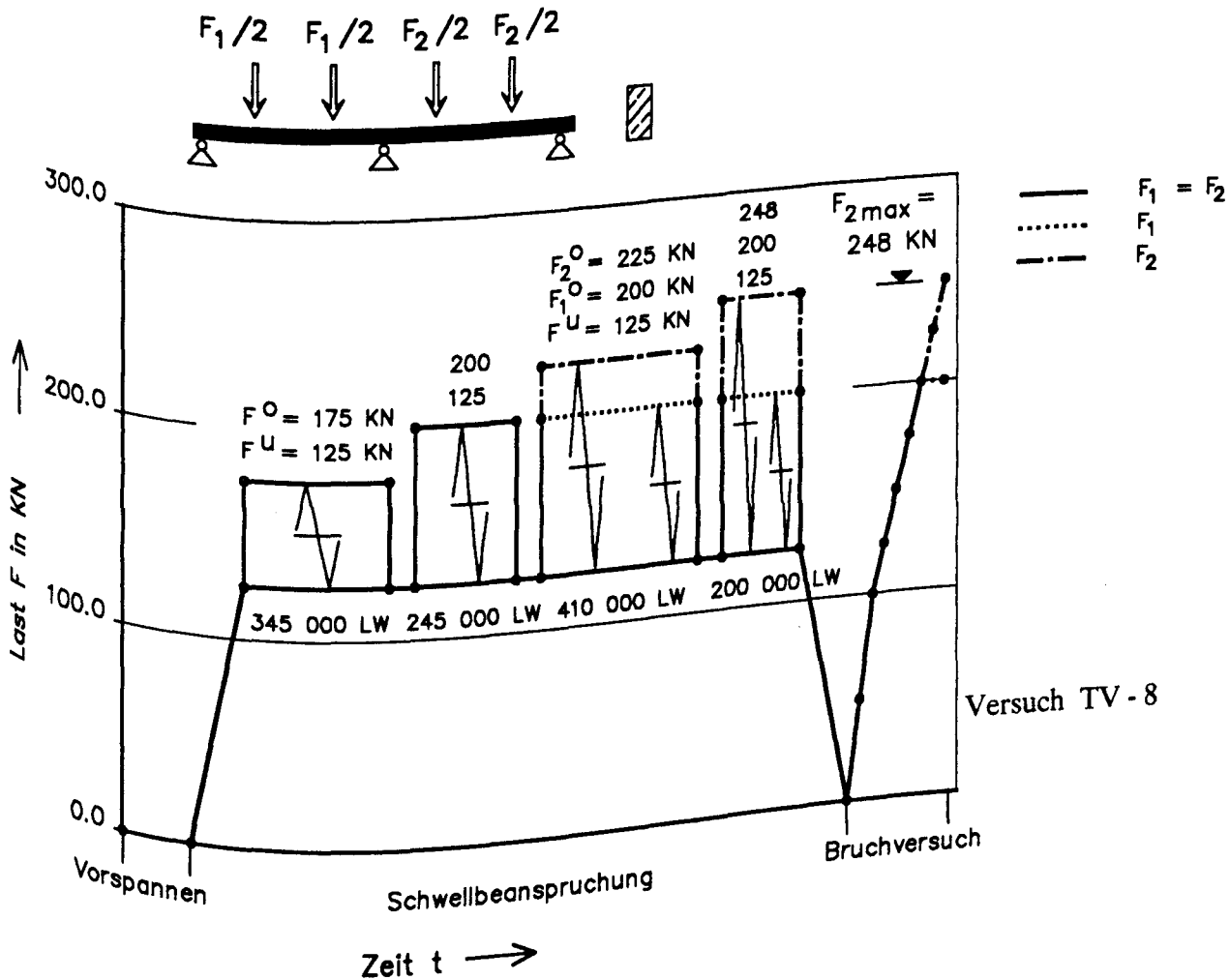
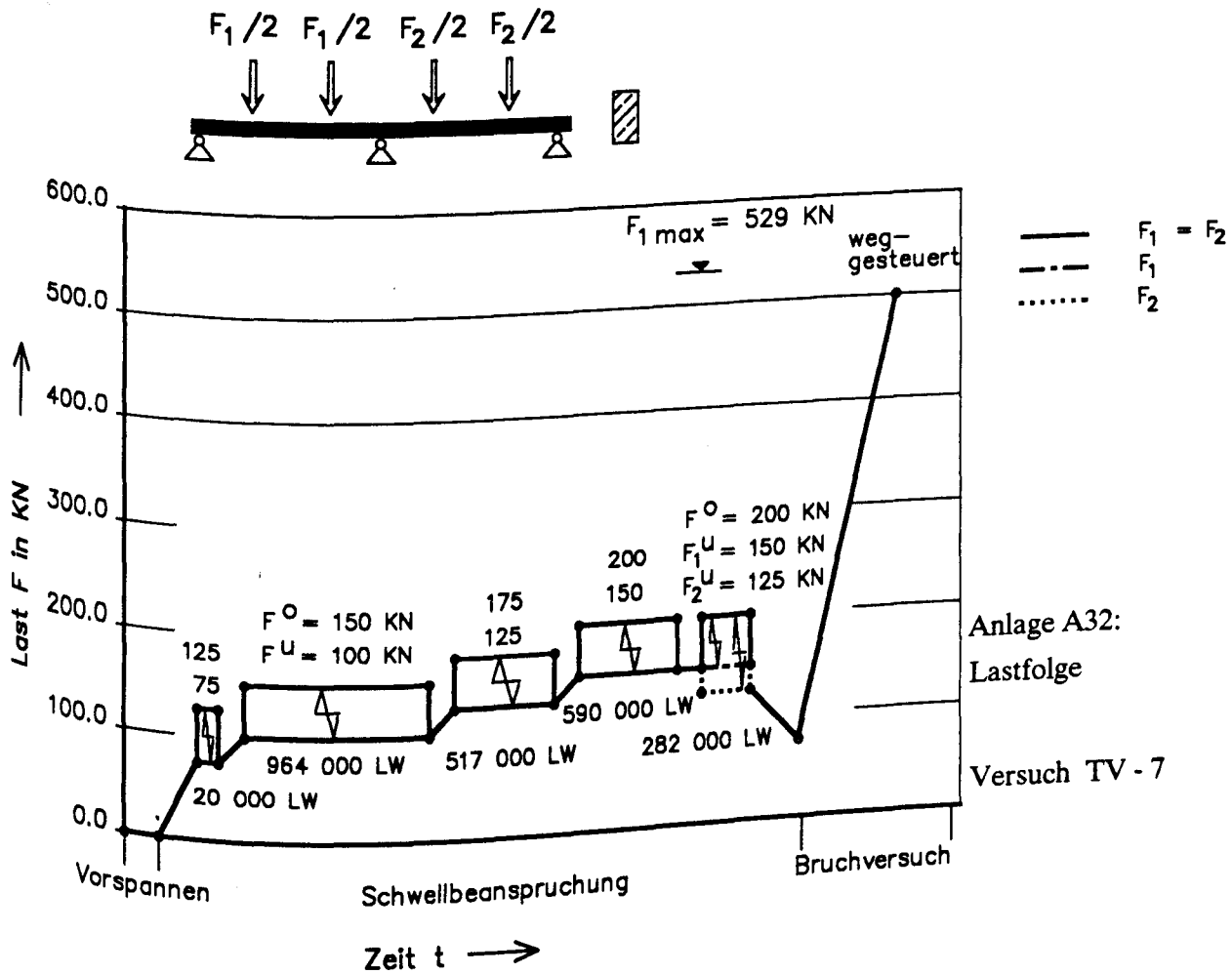
Anlage A31:
Lastfolge

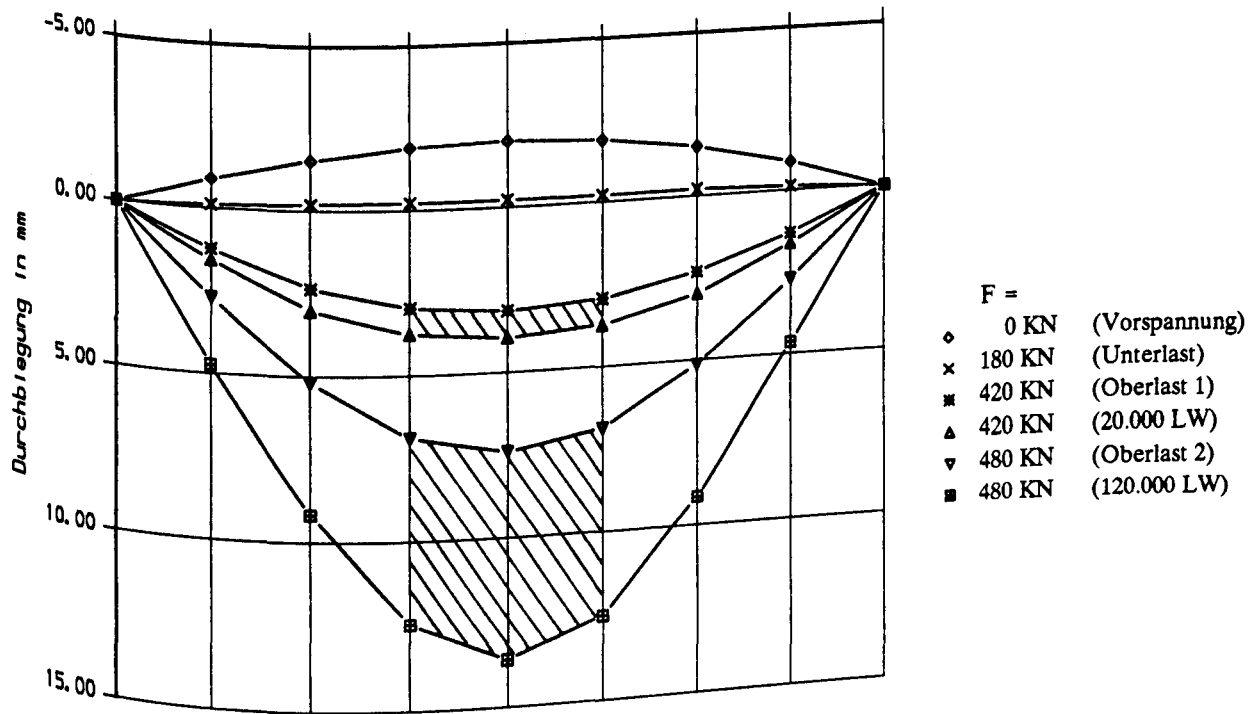
Versuch TV - 5



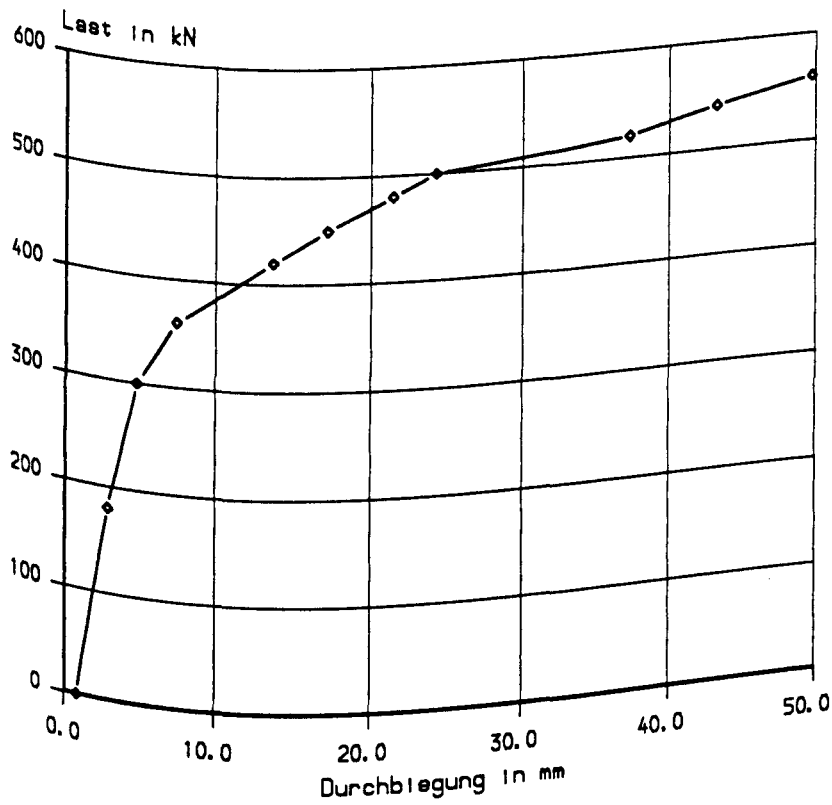
Versuch TV - 6

- A 32 -



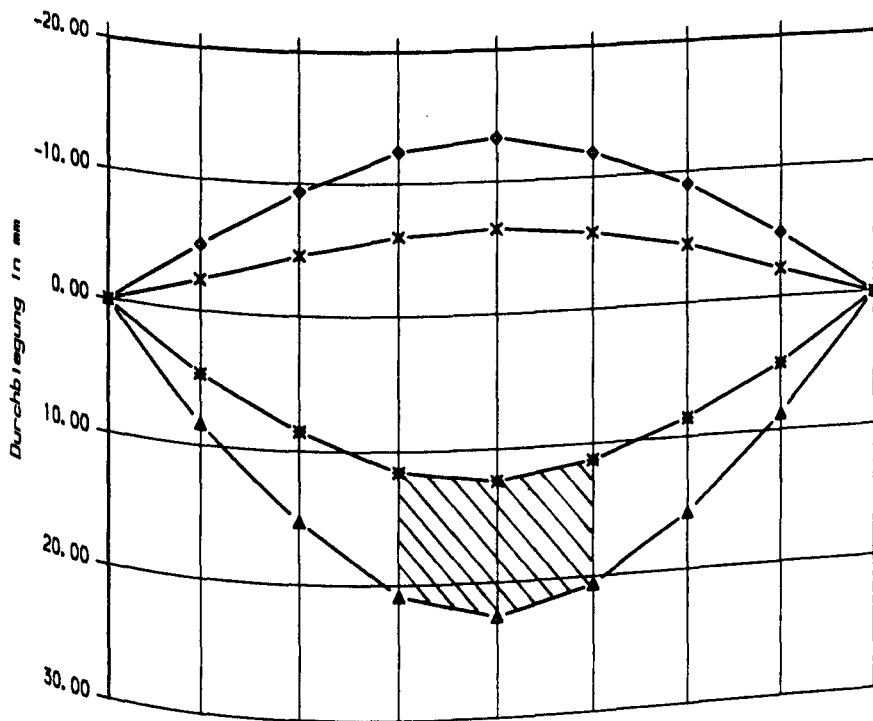


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

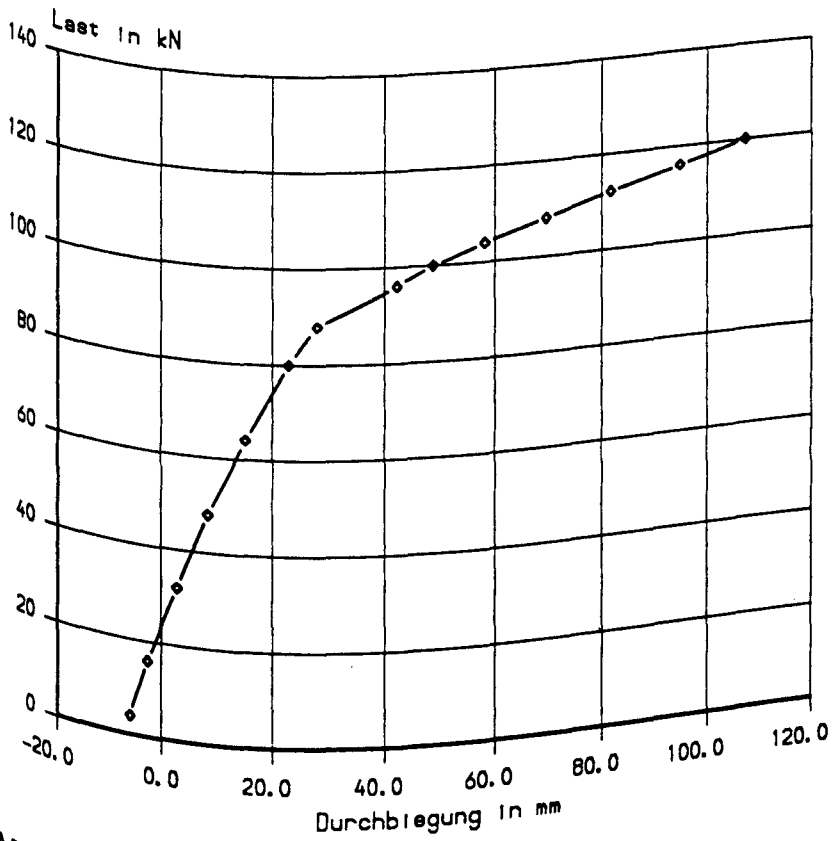


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A33: Versuch OV - 1; gemessene Durchbiegungen

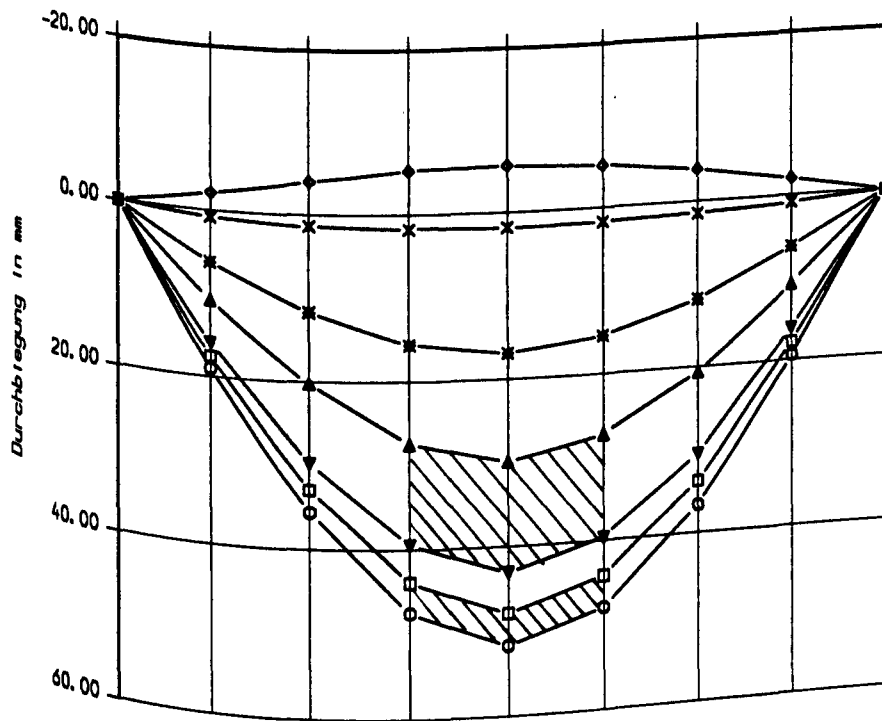


a) Biegelinien unter Schwellbelastung



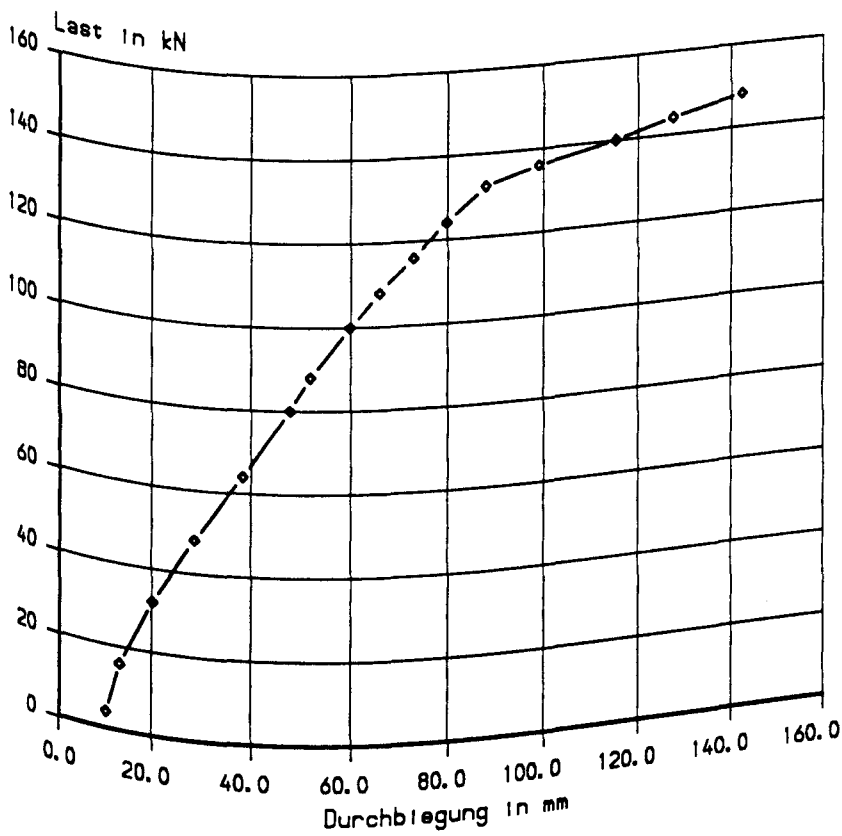
b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A34: Versuch OV - 2; gemessene Durchbiegungen



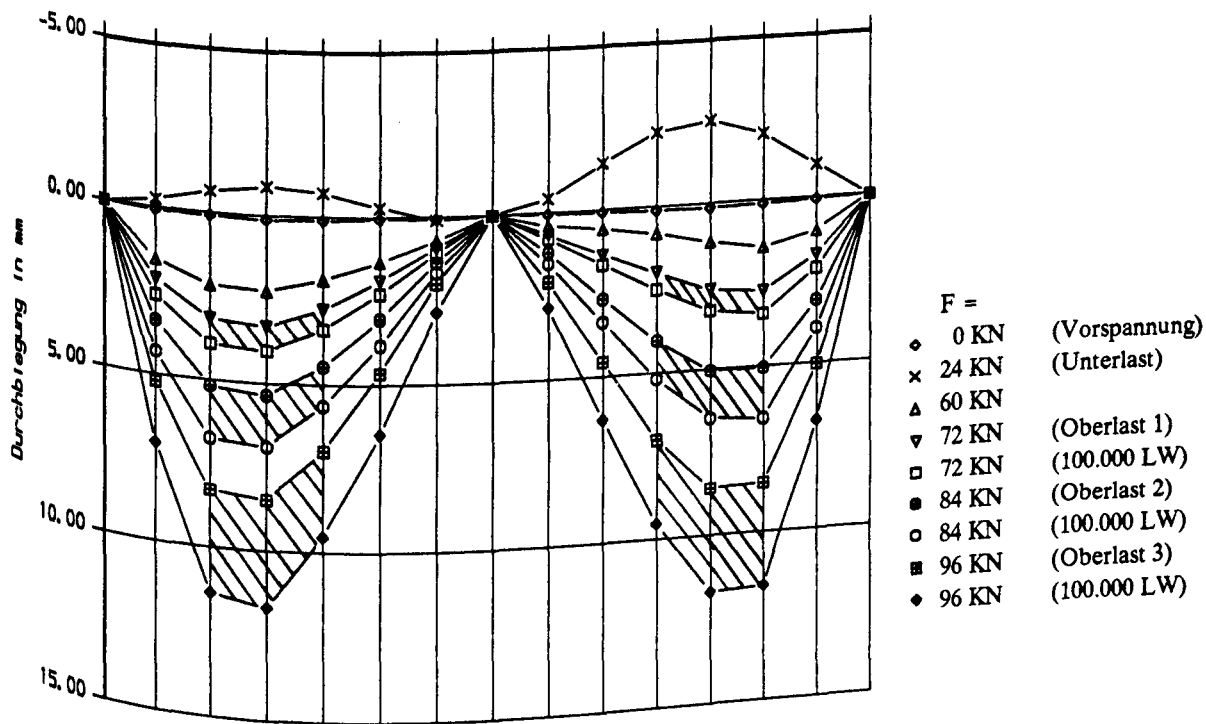
- F =
- ◇ 0 kN (Vorspannung)
 - × 32 kN (Unterlast)
 - ✱ 64 kN
 - △ 80 kN (Oberlast 1)
 - ▽ 80 kN (150.000 LW)
 - 88 kN (Oberlast 2)
 - 88 kN (55.000 LW)

a) Biegelinien unter Schwellbelastung

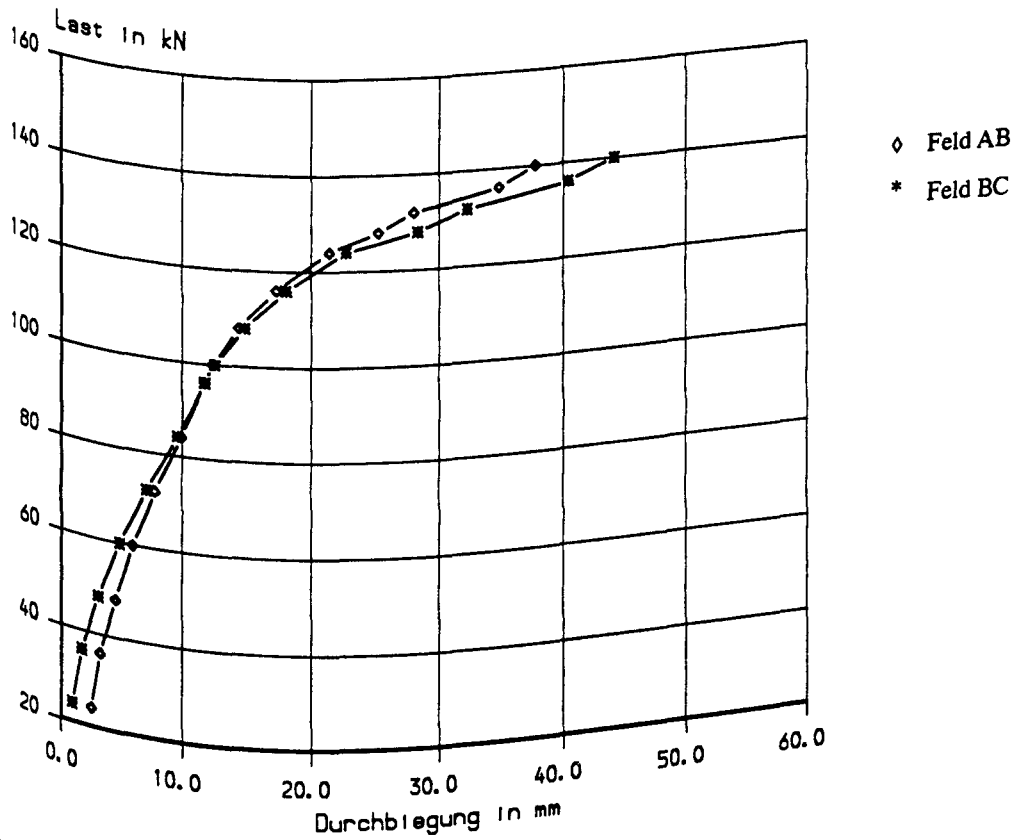


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A35: Versuch OV - 3; gemessene Durchbiegungen

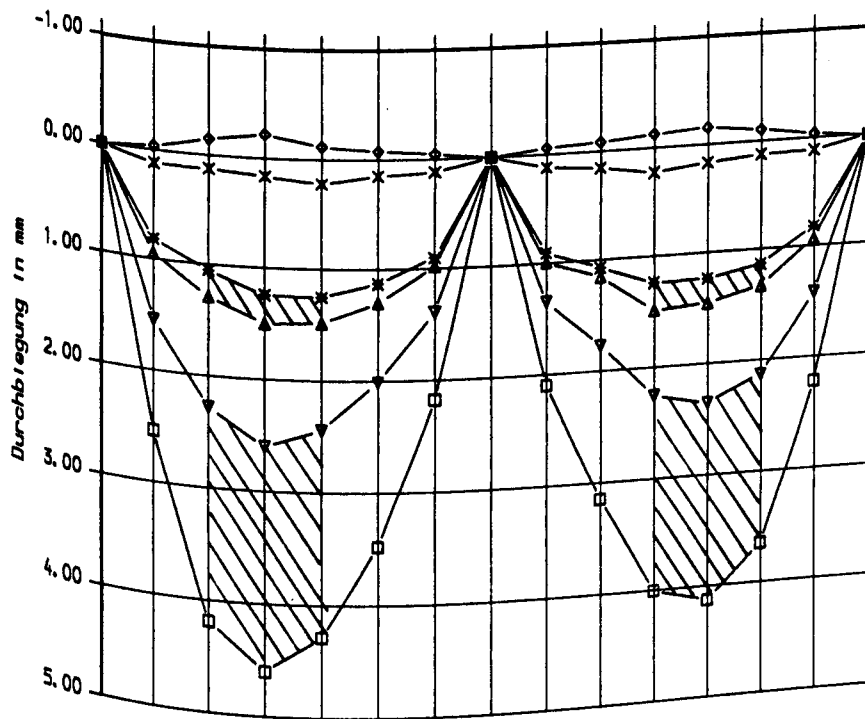


a) Biegelinien unter Schwellbelastung



b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

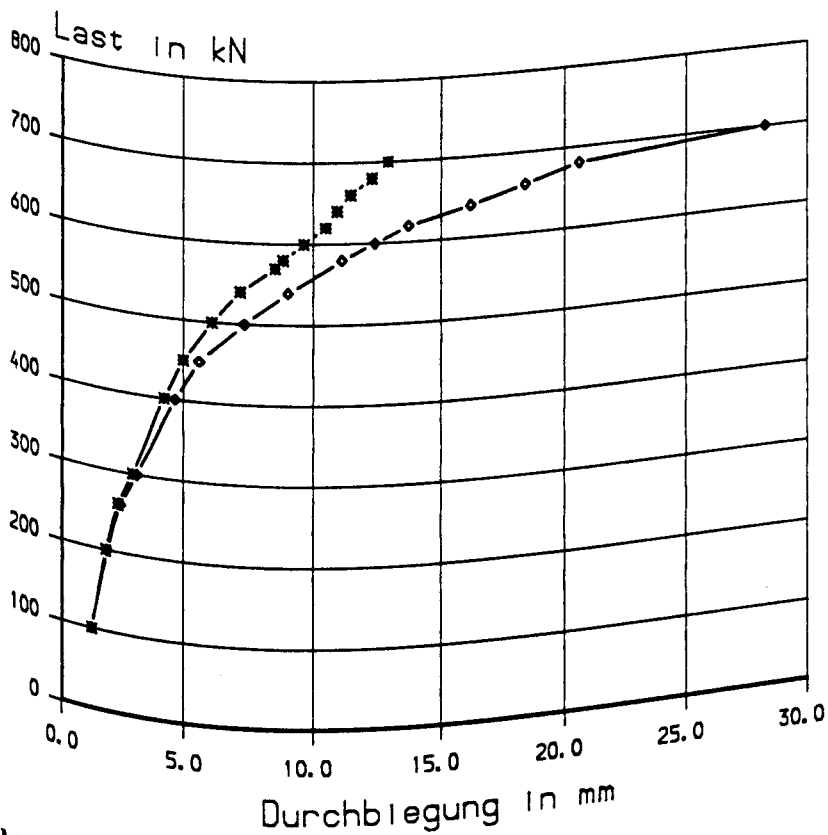
Anlage A36: Versuch OV - 4; gemessene Durchbiegungen



F =

- ◇ 55 kN (Vorspannung)
- x 100 kN (Unterlast)
- * 300 kN (Oberlast 1)
- △ 300 kN (100.000 LW)
- ▽ 400 kN (Oberlast 2)
- 400 kN (650.000 LW)

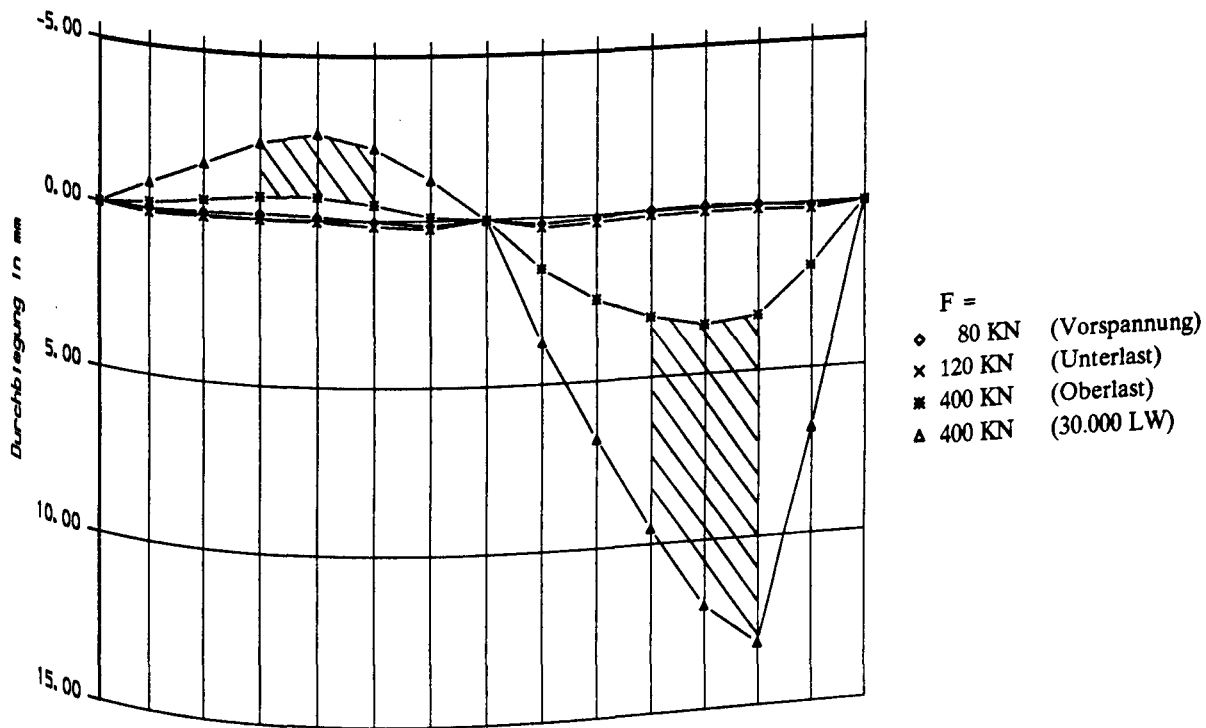
a) Biegelinien unter Schwellbelastung



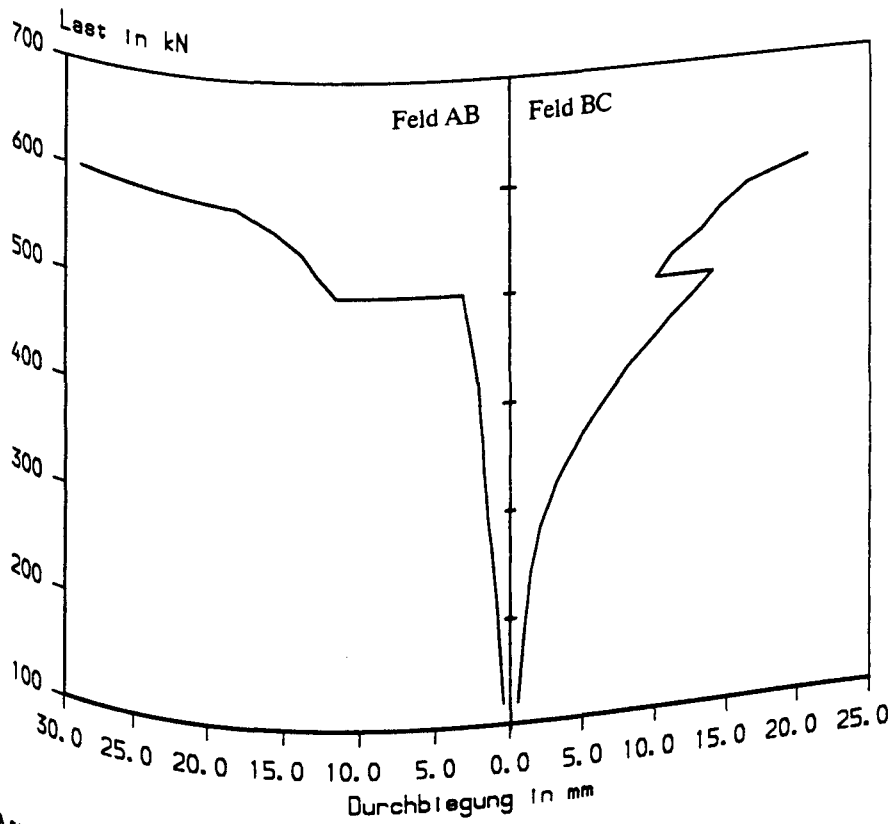
◇ Feld AB
* Feld BC

b) Mitteldurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A37: Versuch OV - 5; gemessene Durchbiegungen

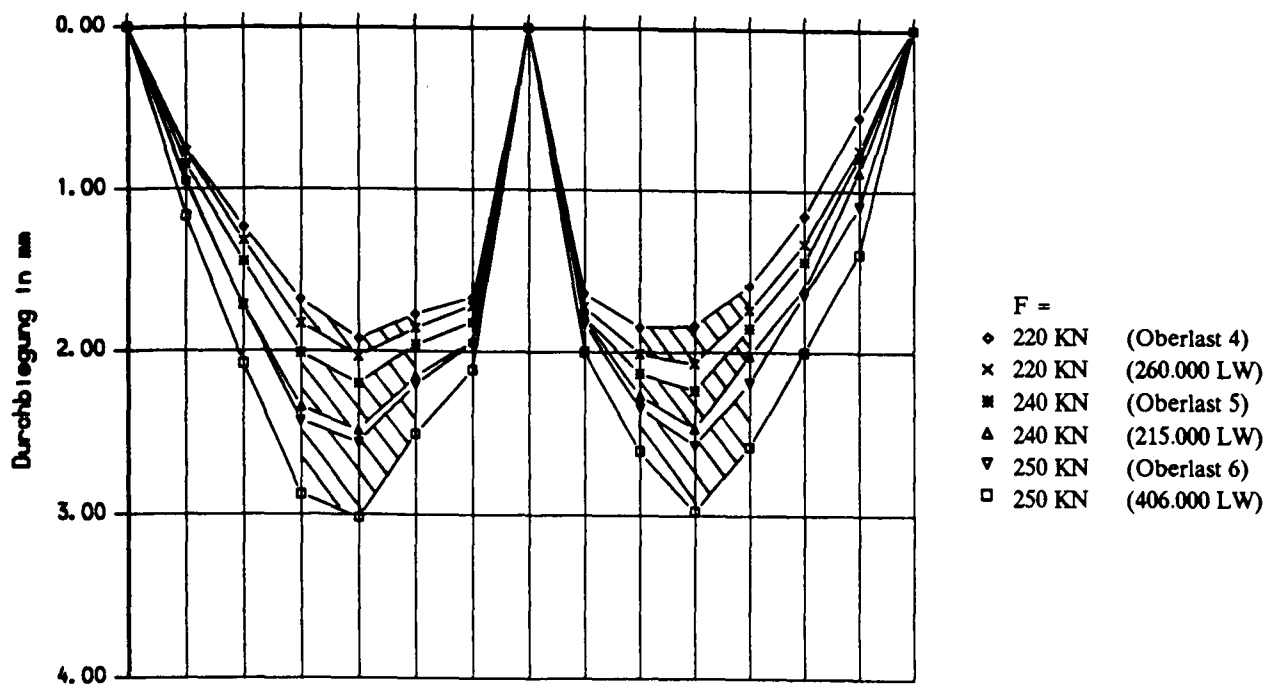


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

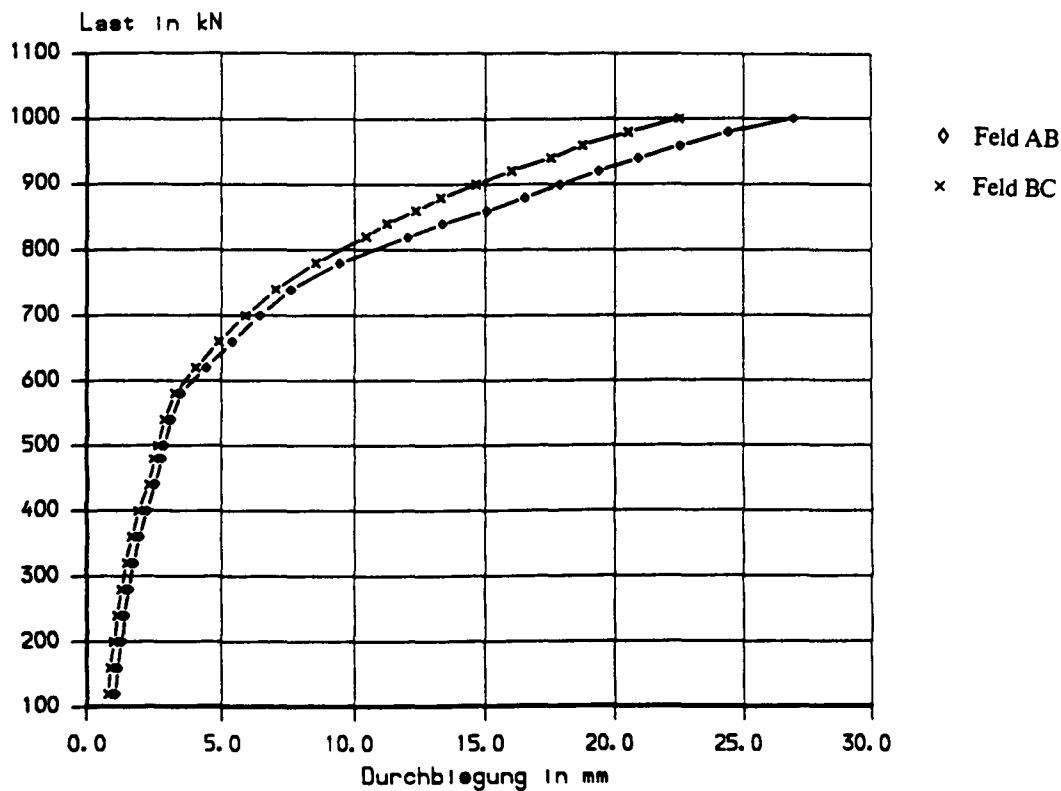


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A38: Versuch OV - 6; gemessene Durchbiegungen

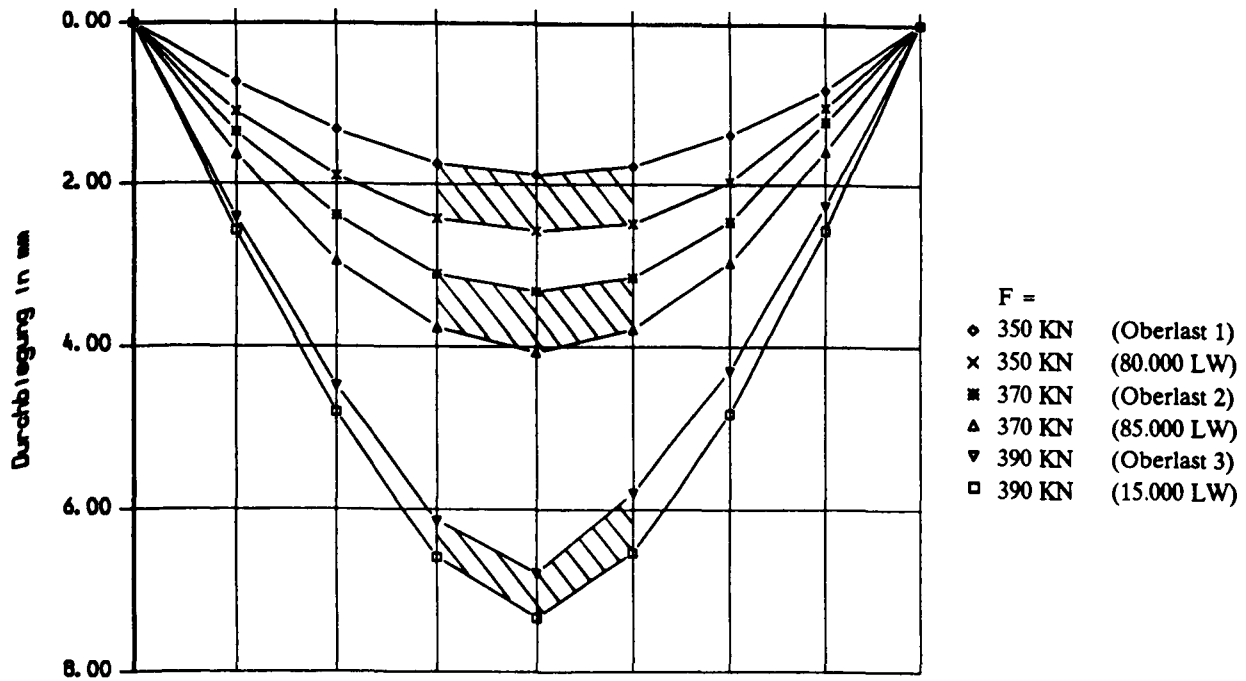


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

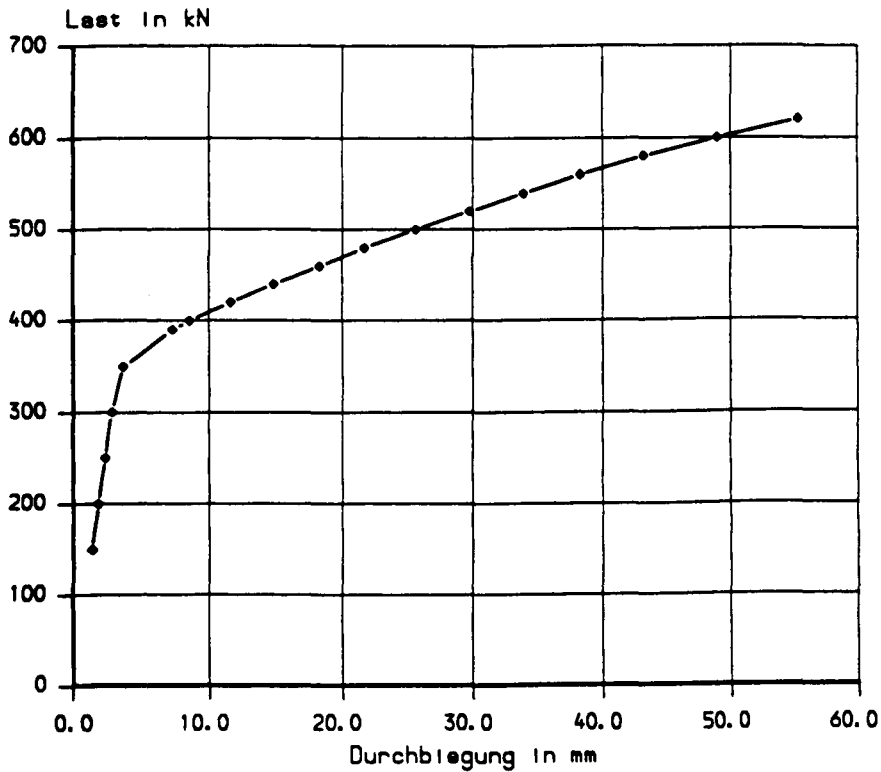


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A39: Versuch OV - 7; gemessene Durchbiegungen

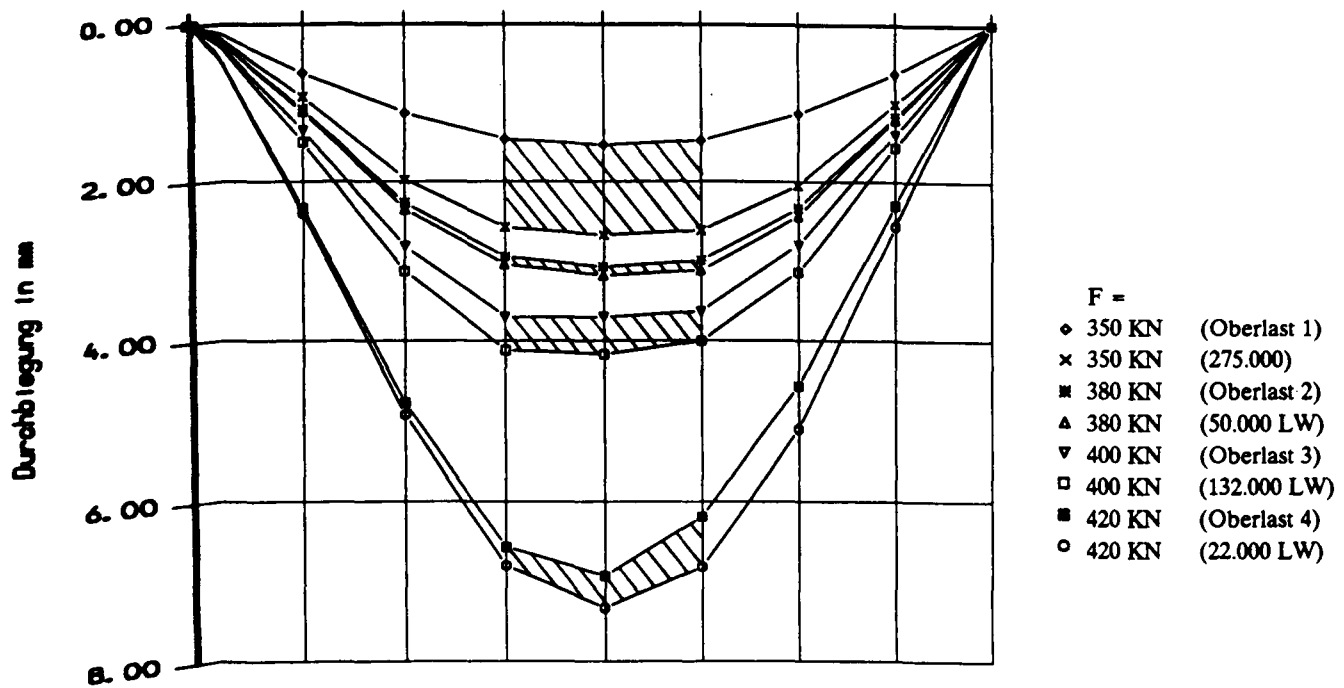


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

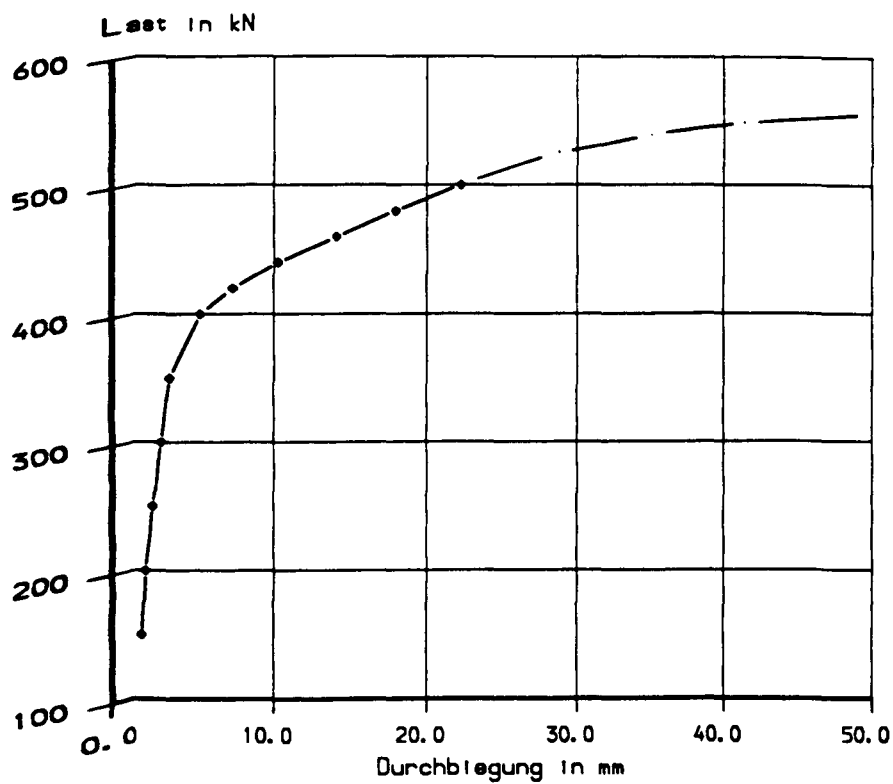


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A40: Versuch SV - 1; gemessene Durchbiegungen

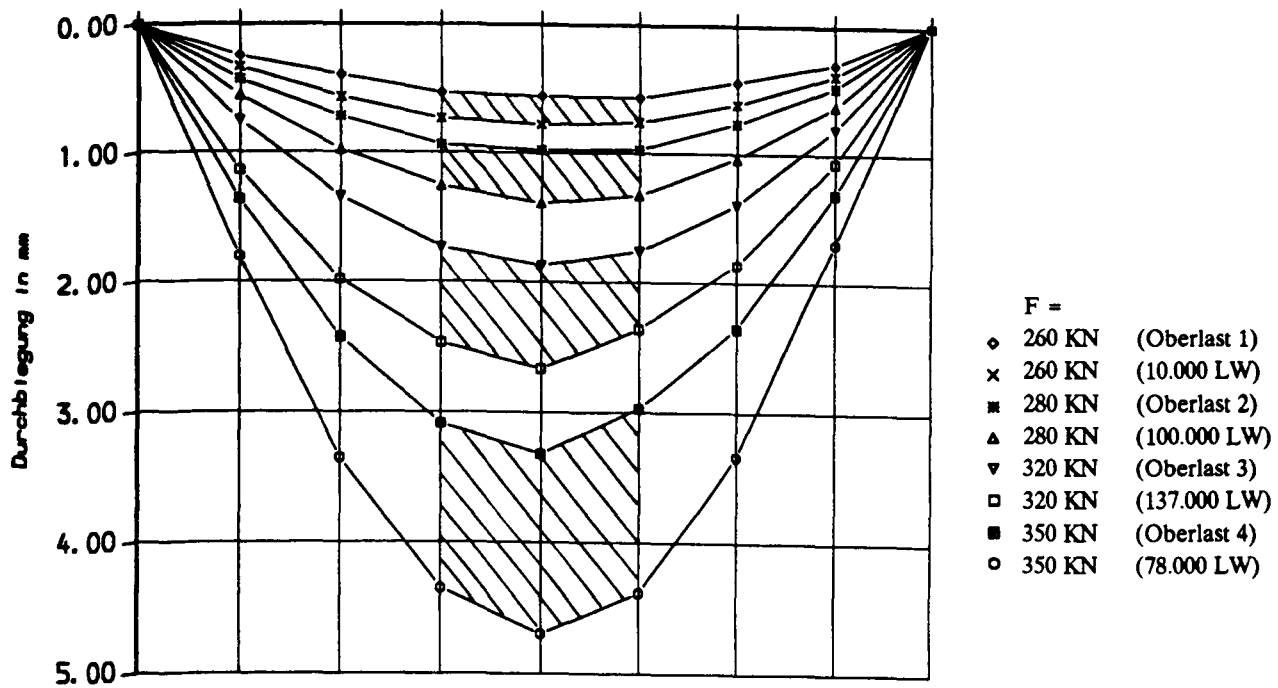


a) **Biegelinien** unter Schwellbelastung

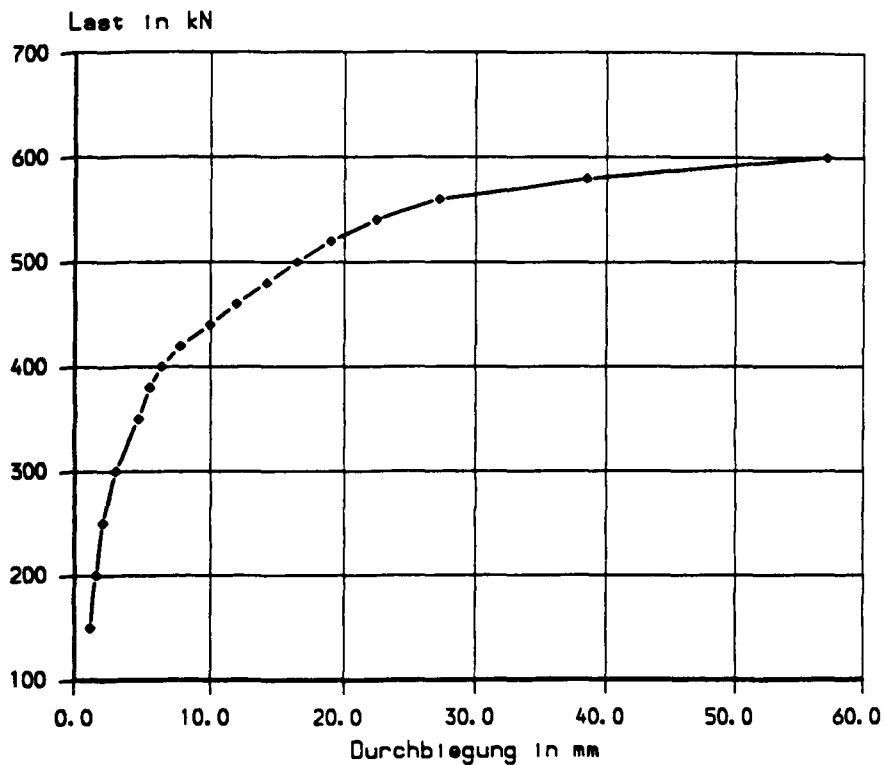


b) **Mittendurchbiegung** im Bruchversuch

Anlage A41: Versuch SV - 2; gemessene Durchbiegungen

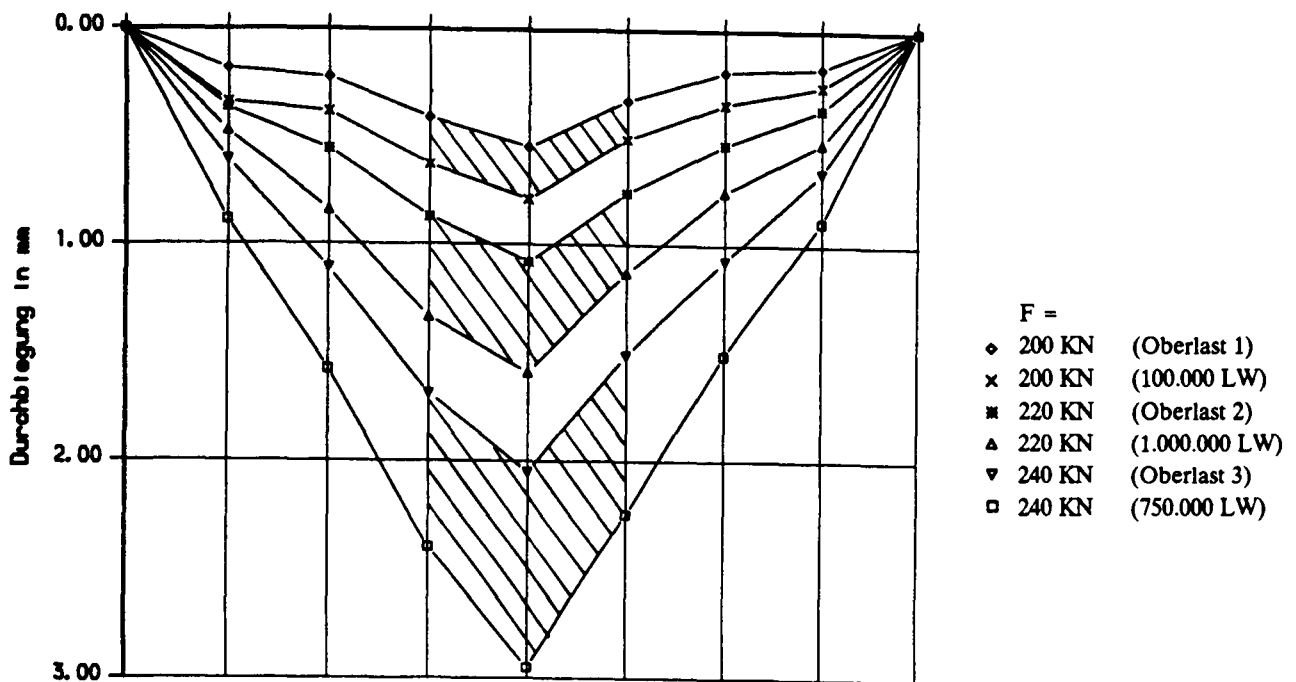


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

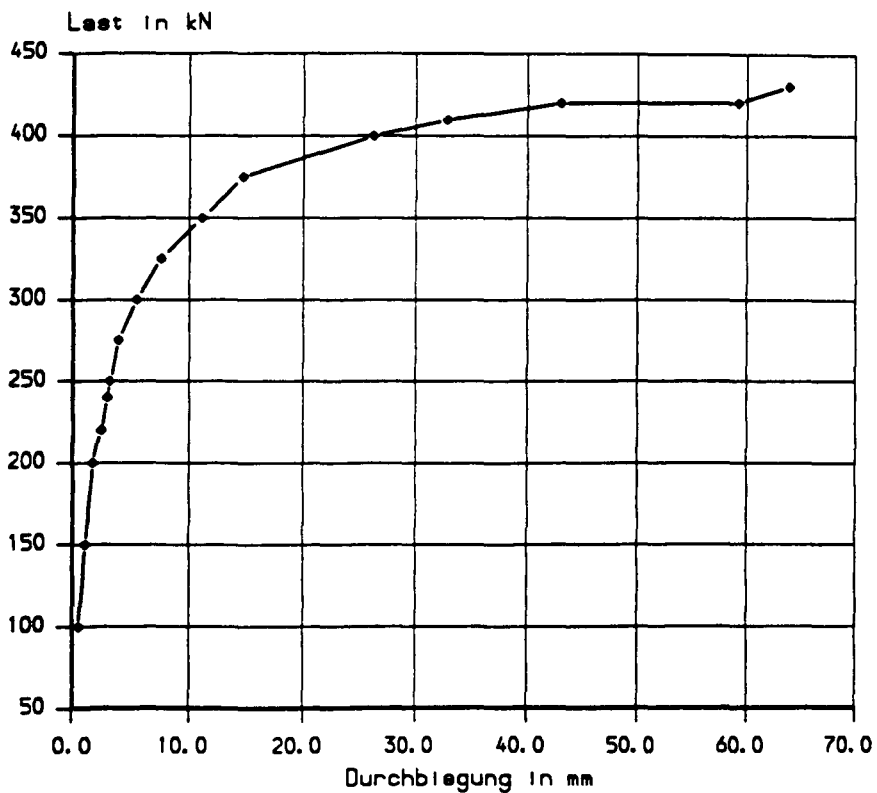


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A42: Versuch SV - 3; gemessene Durchbiegungen

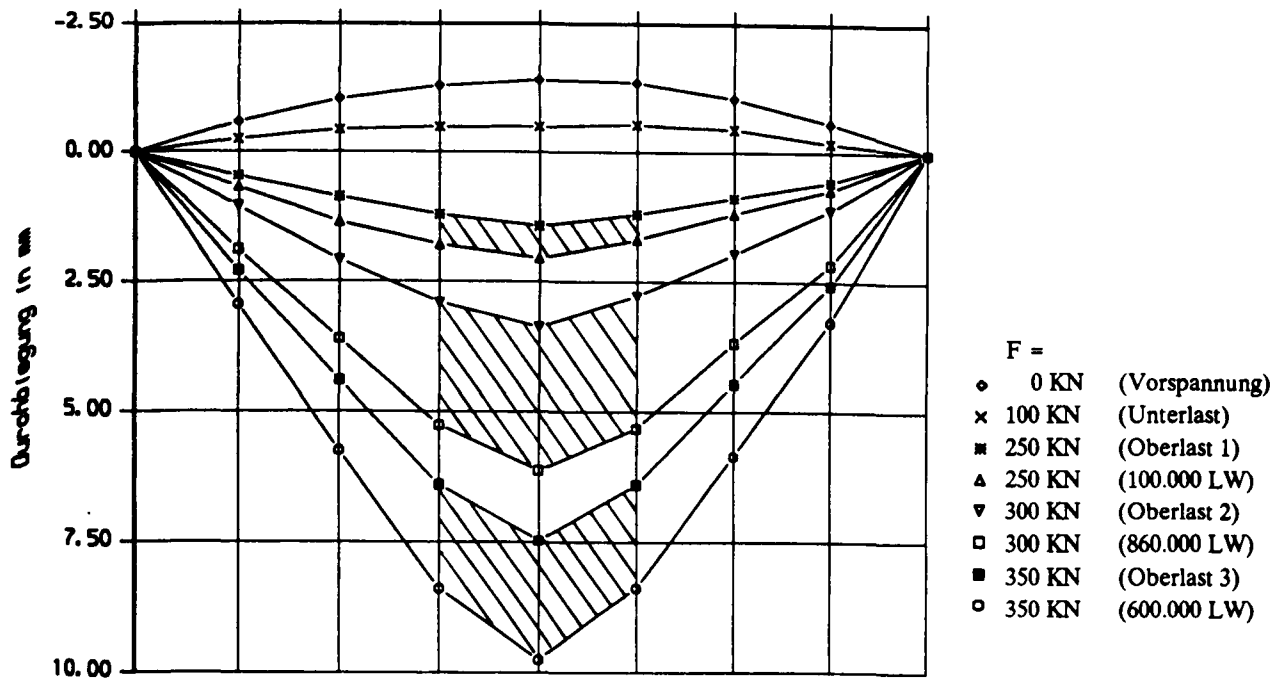


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

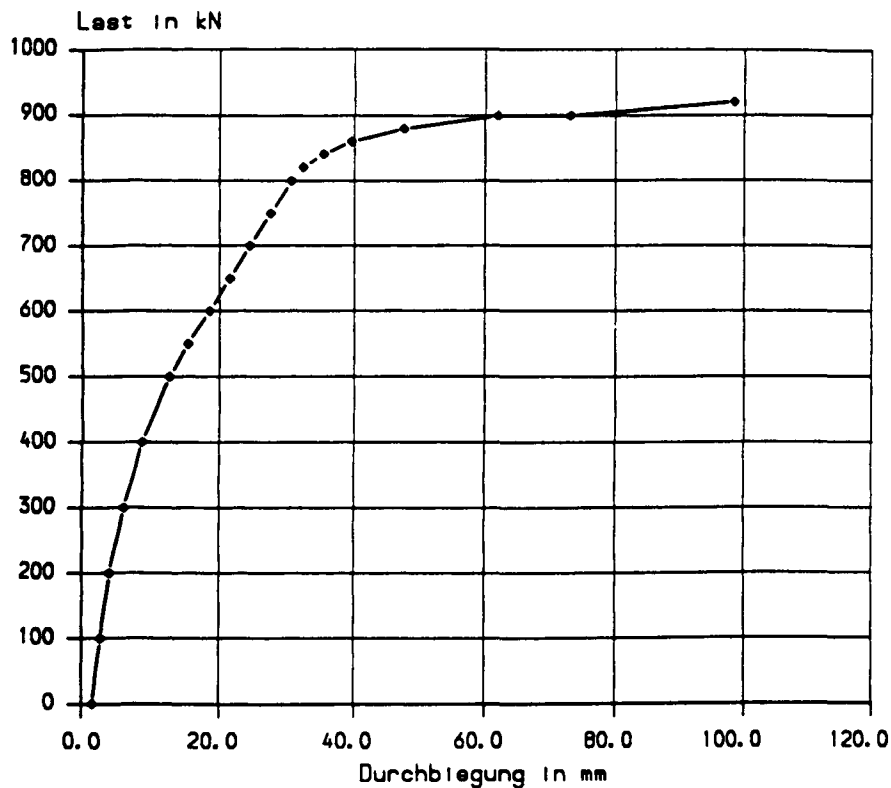


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A43: Versuch SV - 4; gemessene Durchbiegungen

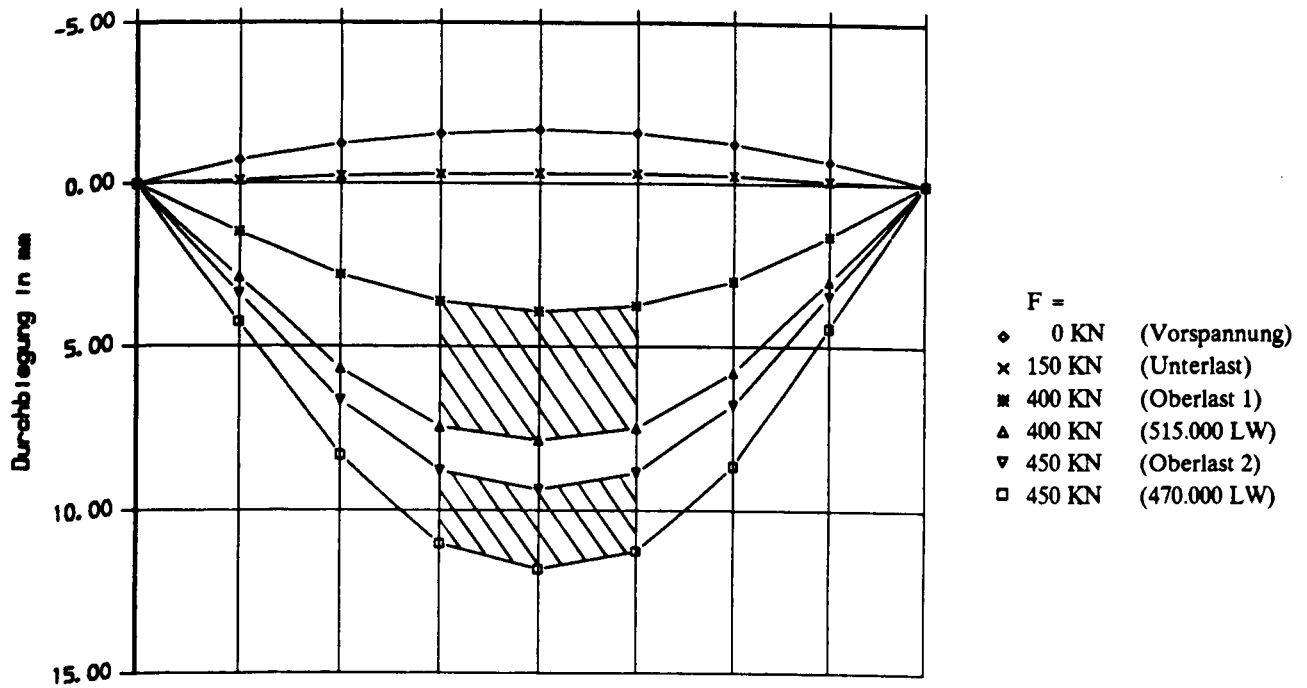


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

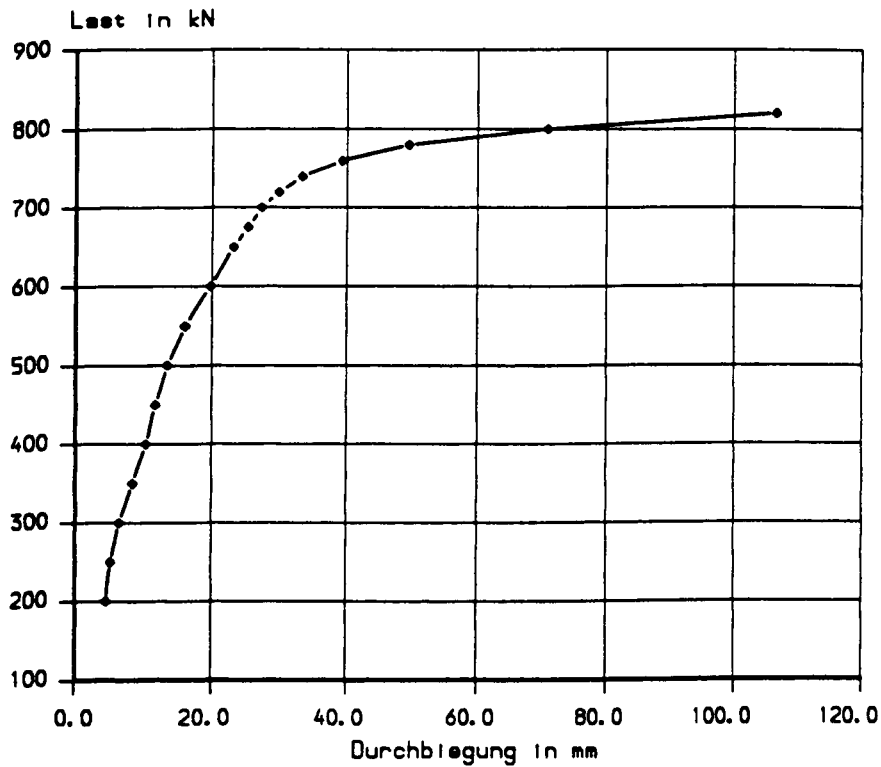


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A44: Versuch TV - 1; gemessene Durchbiegungen

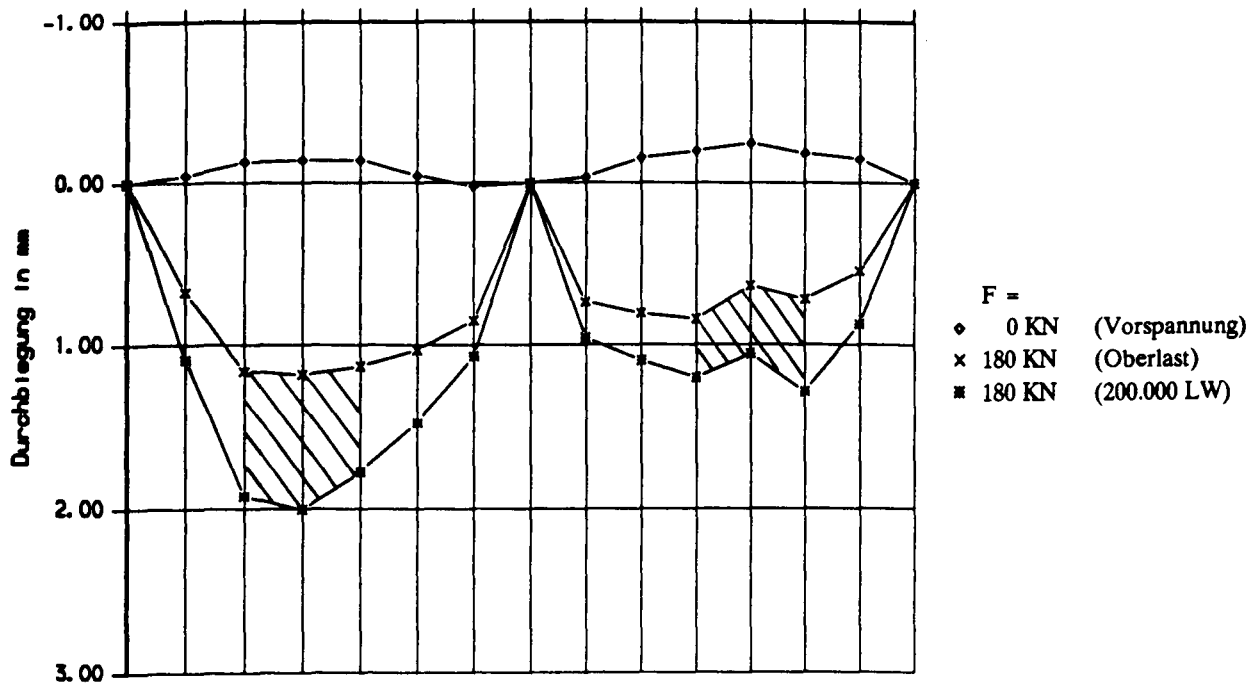


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

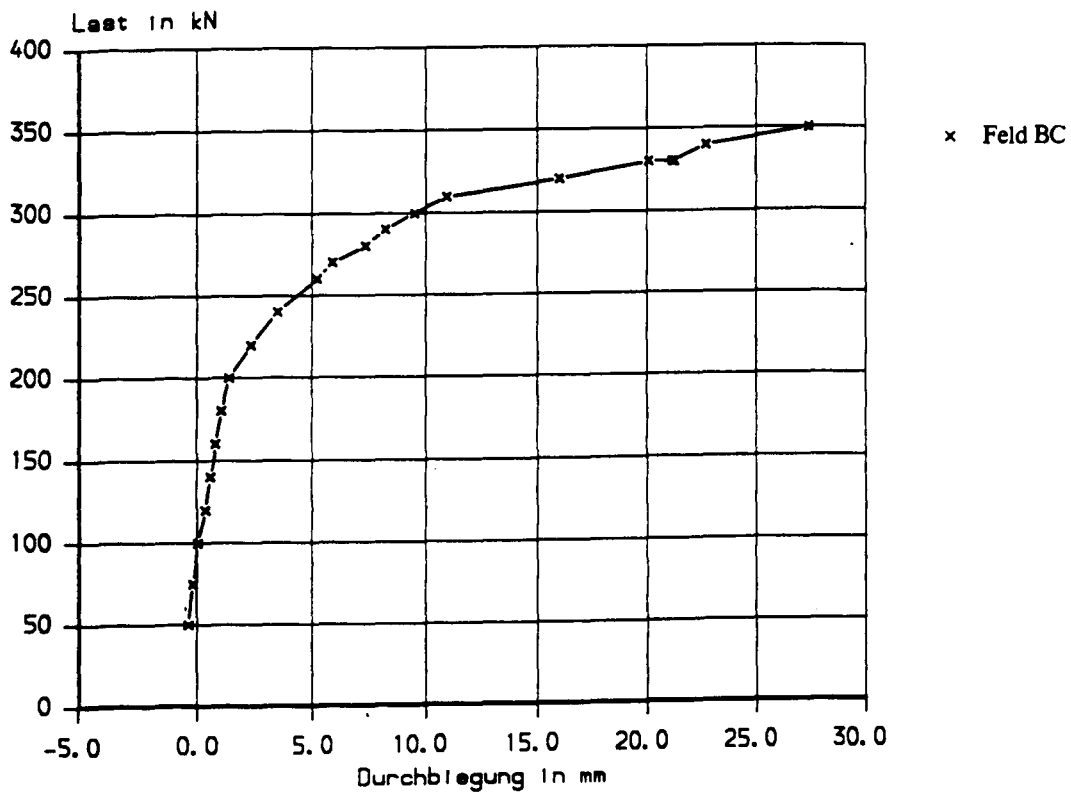


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A45: Versuch TV - 2; gemessene Durchbiegungen

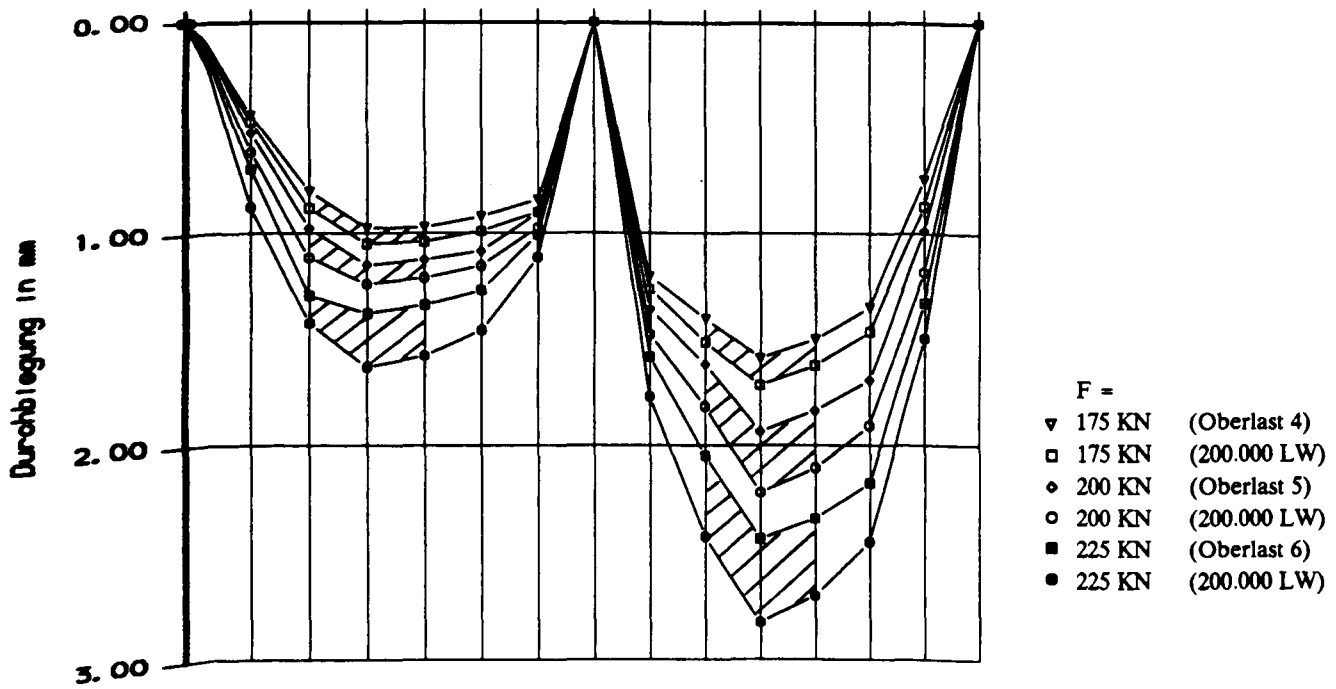


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

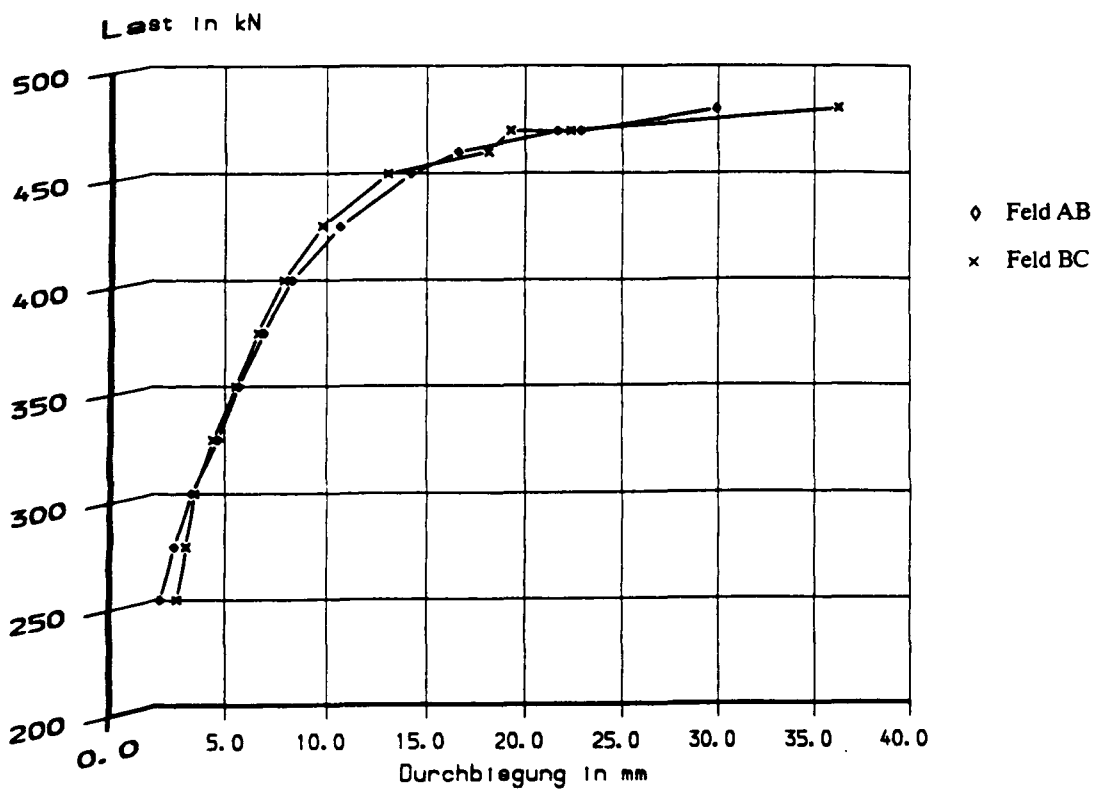


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A46: Versuch TV - 3; gemessene Durchbiegungen

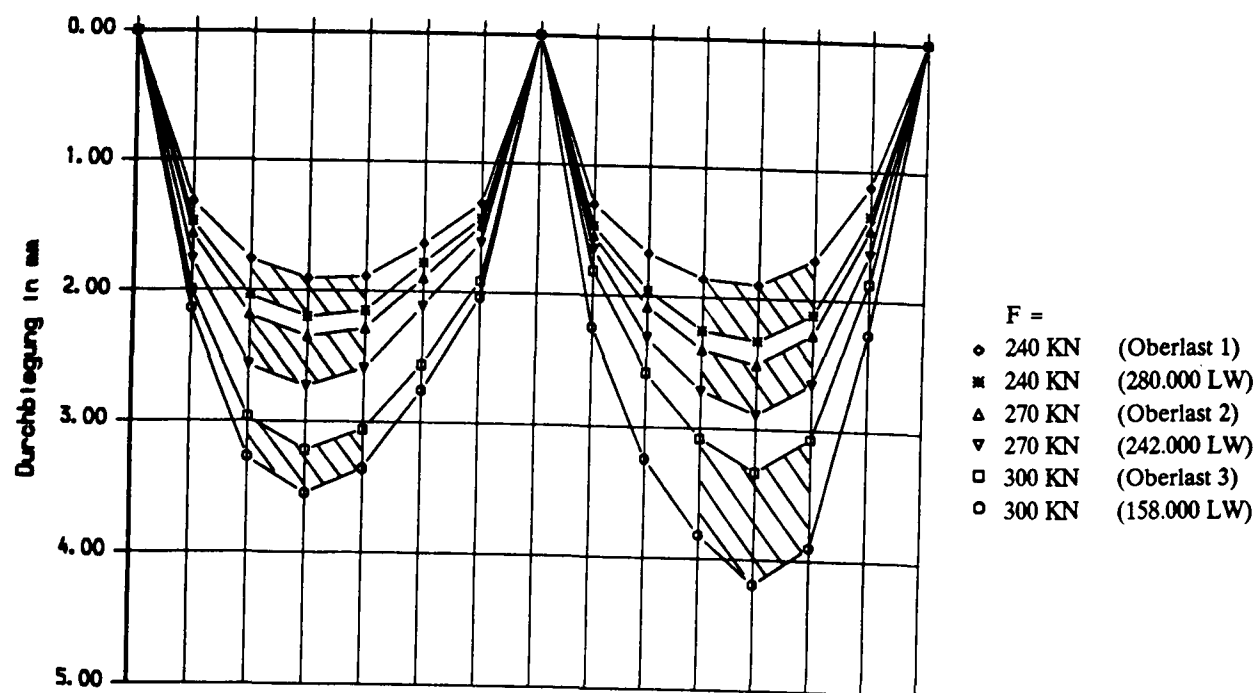


a) **Biegelinien unter Schwellbelastung**

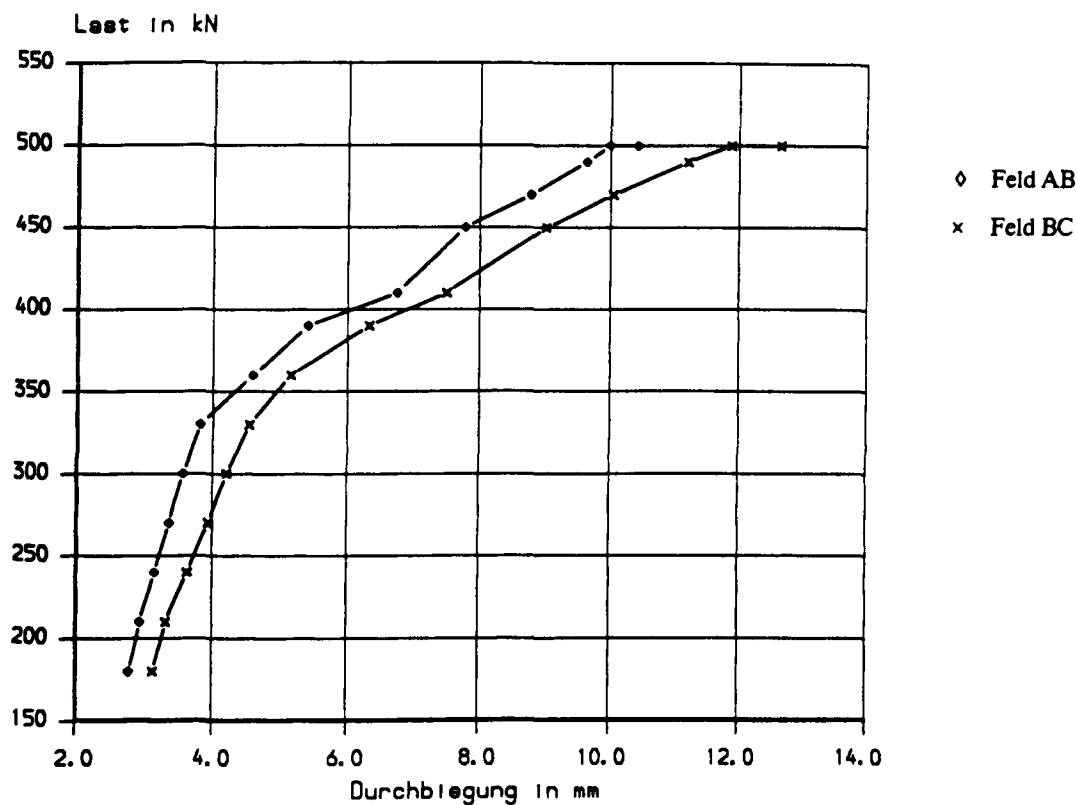


b) **Mittendurchbiegung im Bruchversuch**

Anlage A47: Versuch TV - 4; gemessene Durchbiegungen

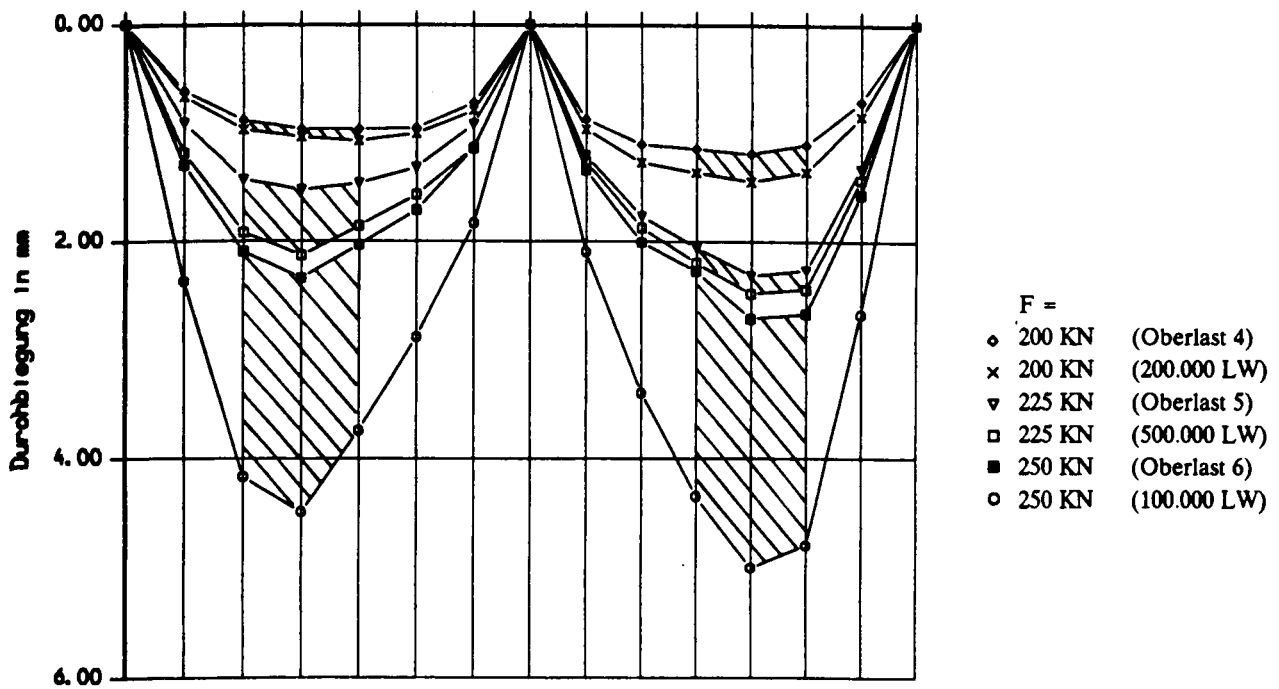


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

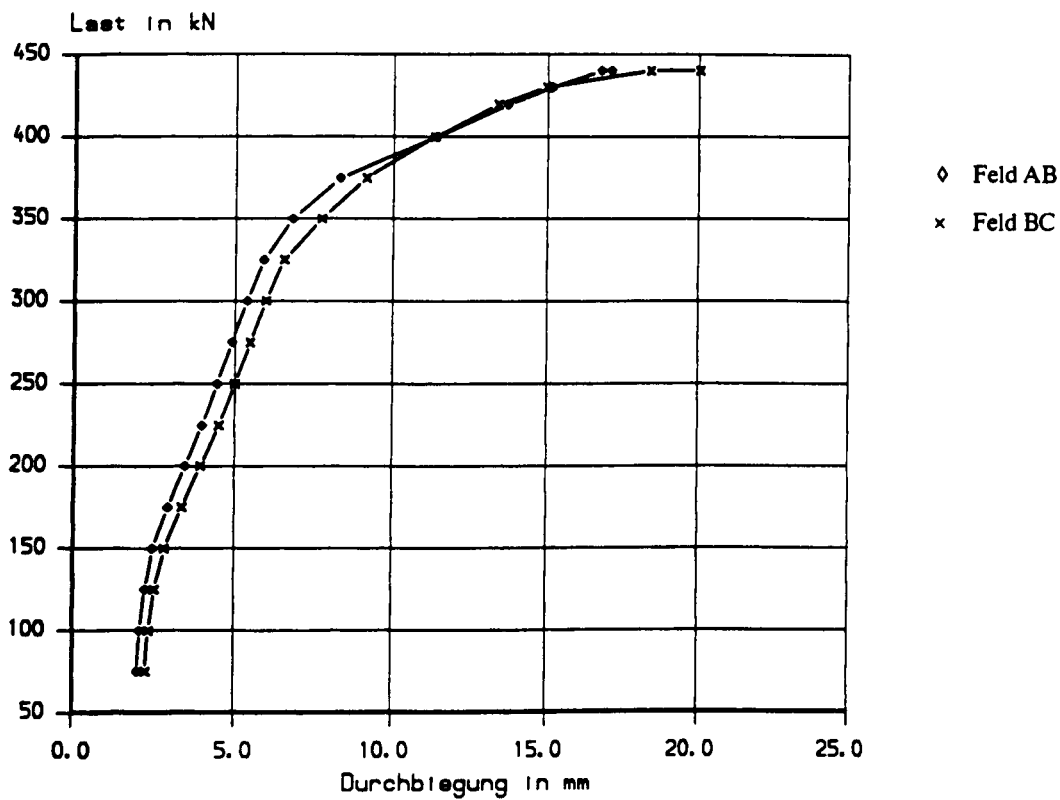


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A48: Versuch TV - 5; gemessene Durchbiegungen

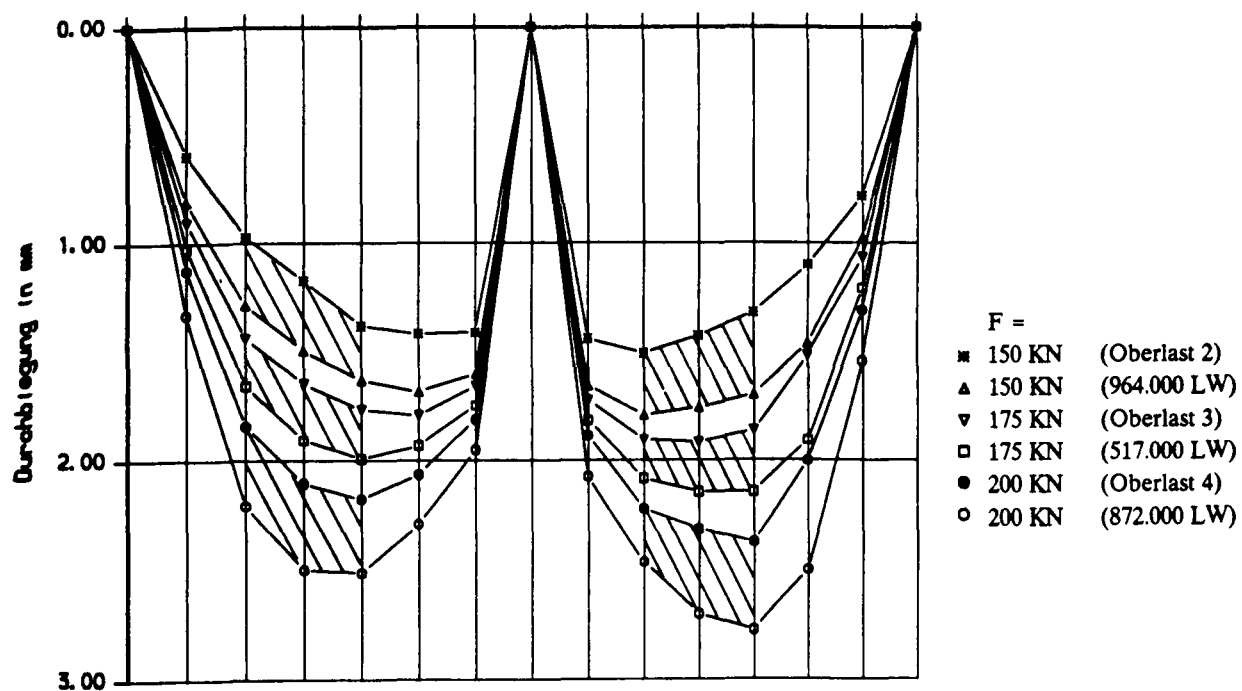


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

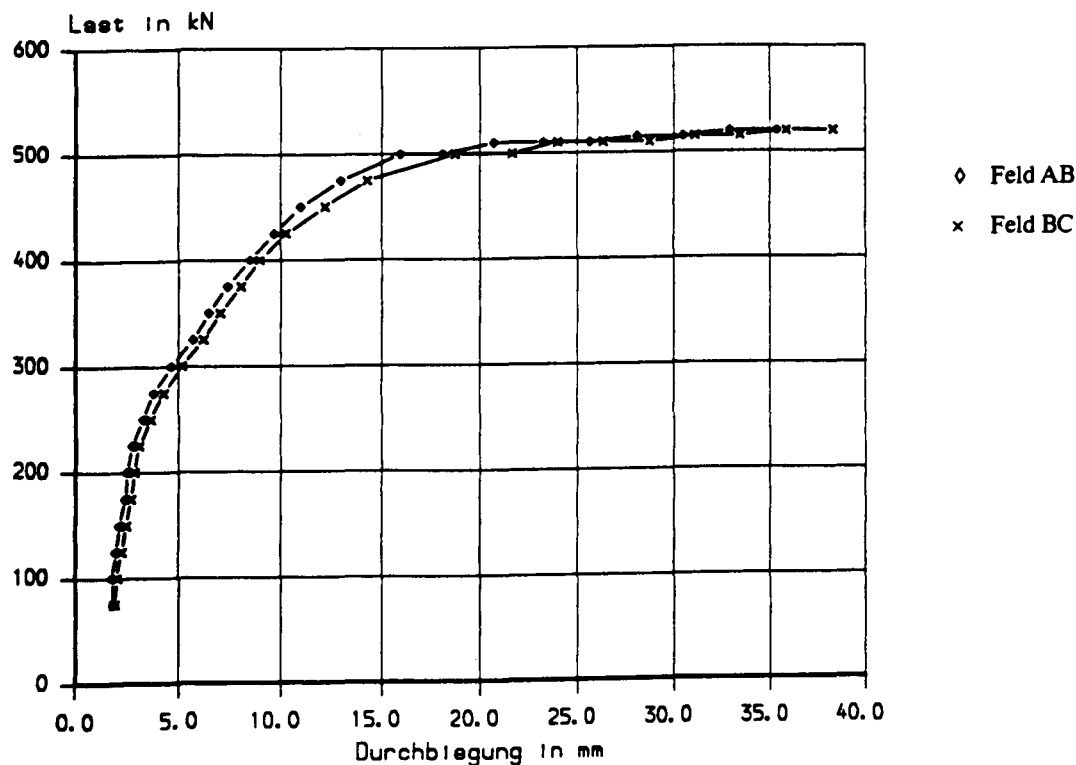


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A49: Versuch TV - 6; gemessene Durchbiegungen

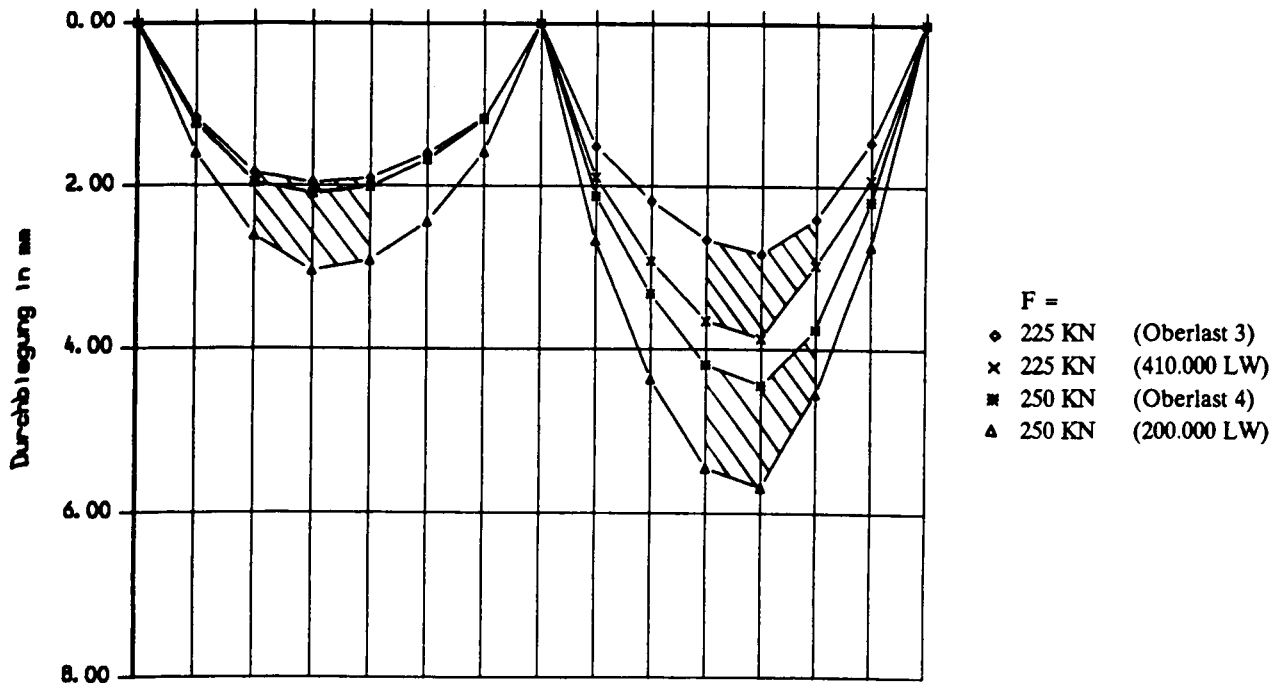


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

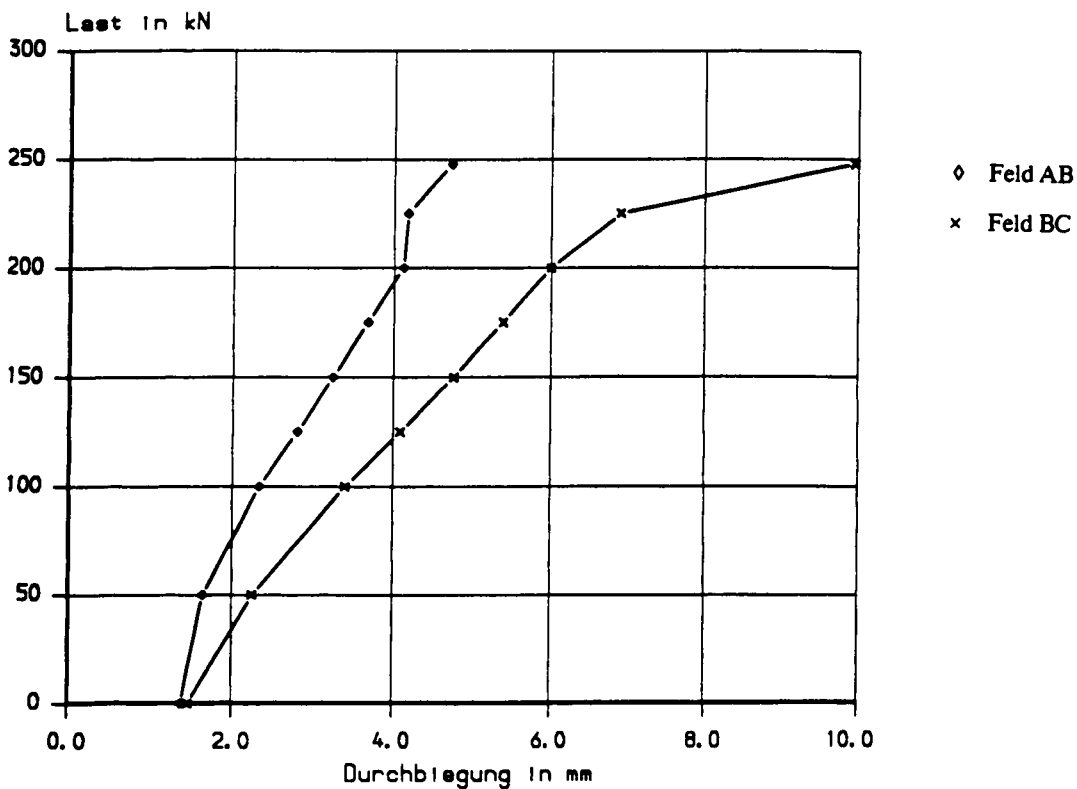


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A50: Versuch TV - 7; gemessene Durchbiegungen

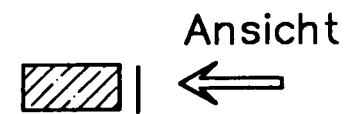
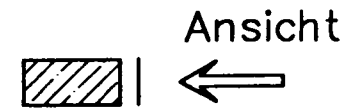
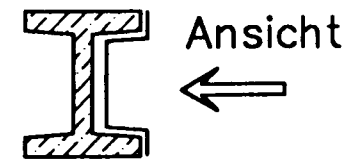
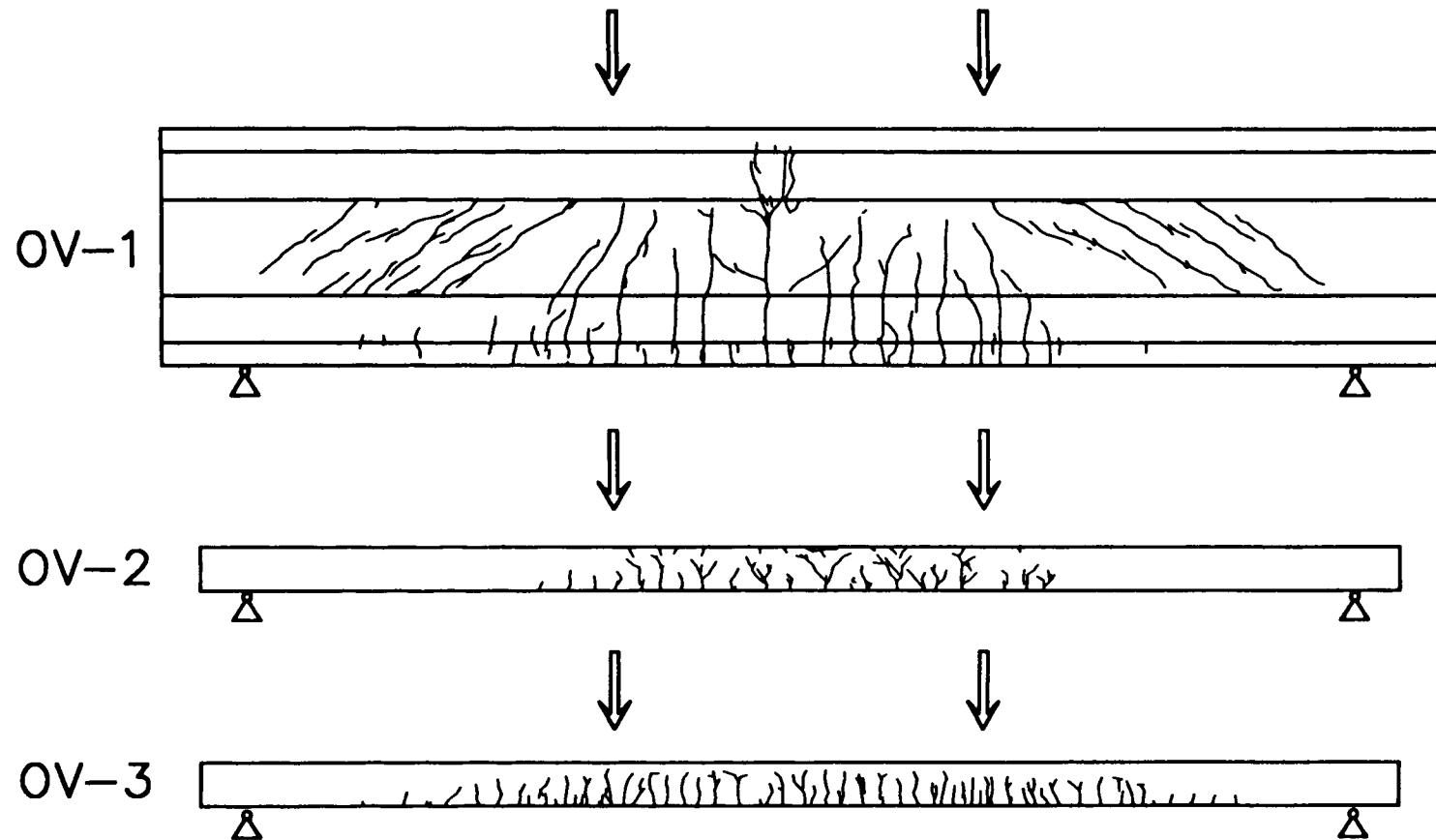


a) Biegelinien unter Schwellbelastung

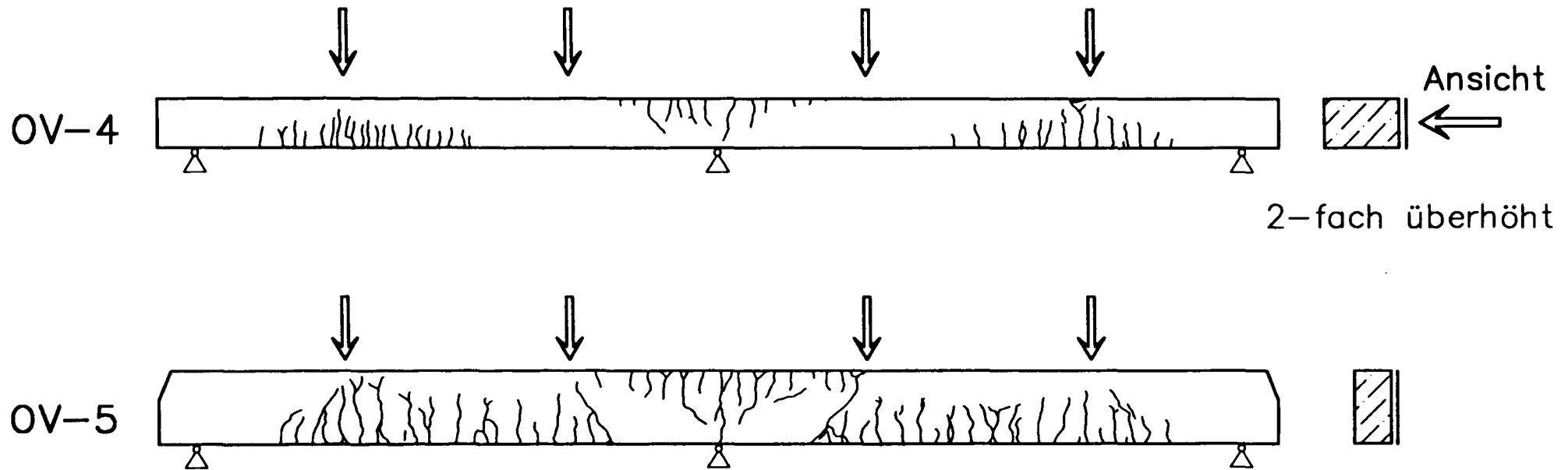


b) Mittendurchbiegung im Bruchversuch

Anlage A51: Versuch TV - 8; gemessene Durchbiegungen bei unsymmetrischer Laststellung

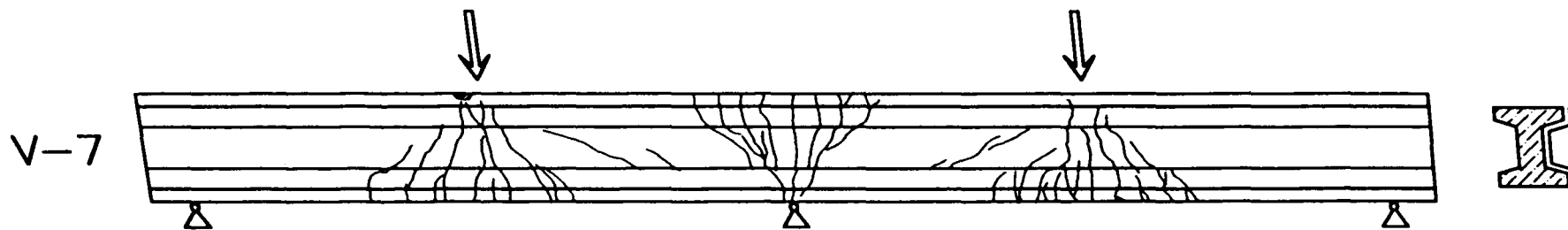
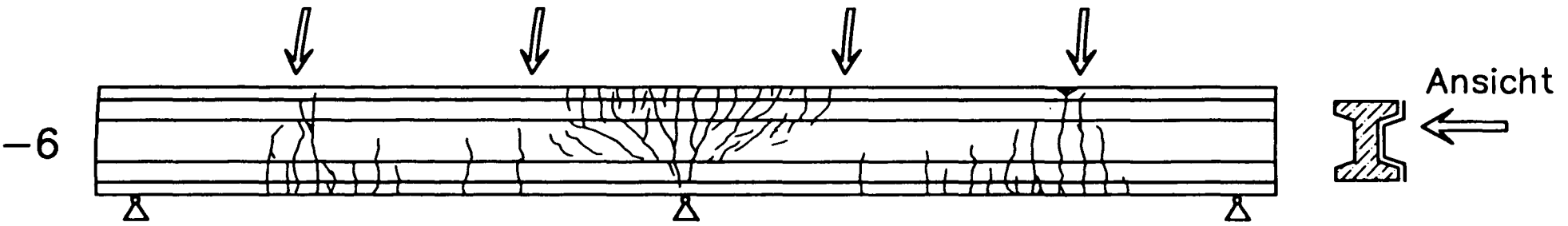


Anlage A52: Versuche OV-1, OV-2 und OV-3 - Rißbilder im Bruchzustand



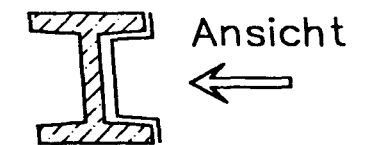
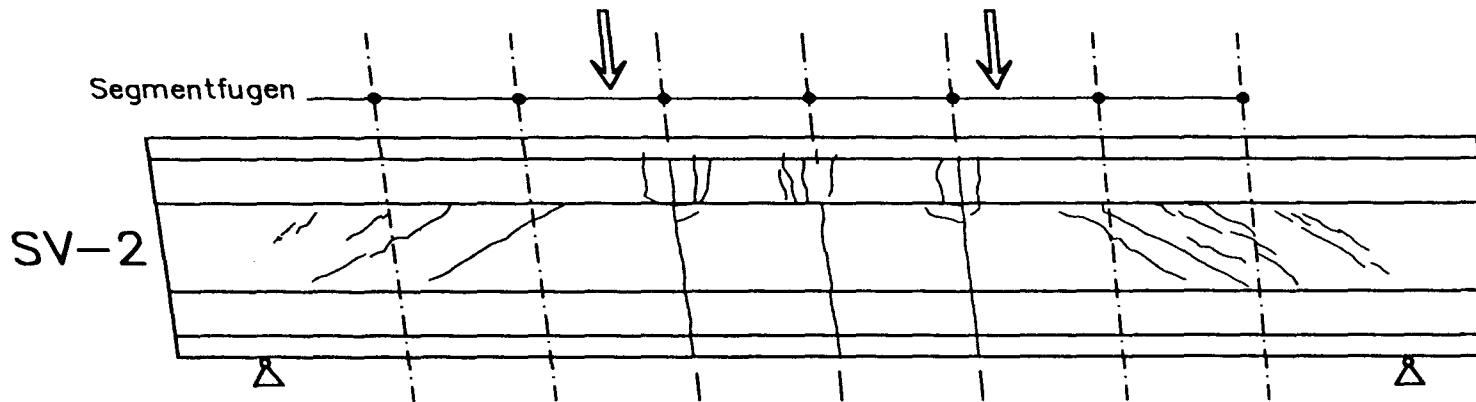
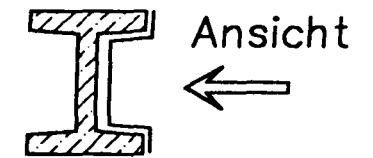
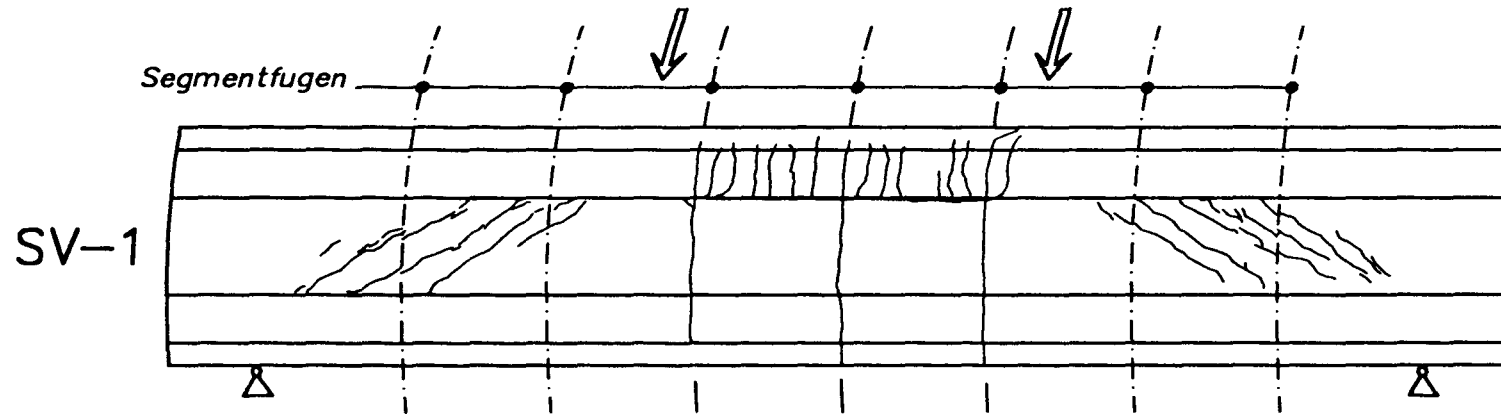
- A 53 -

Anlage A53: Versuche OV-4 und OV-5 - Rißbilder im Bruchzustand



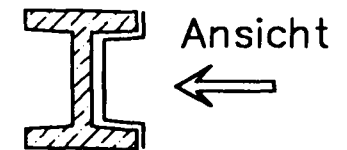
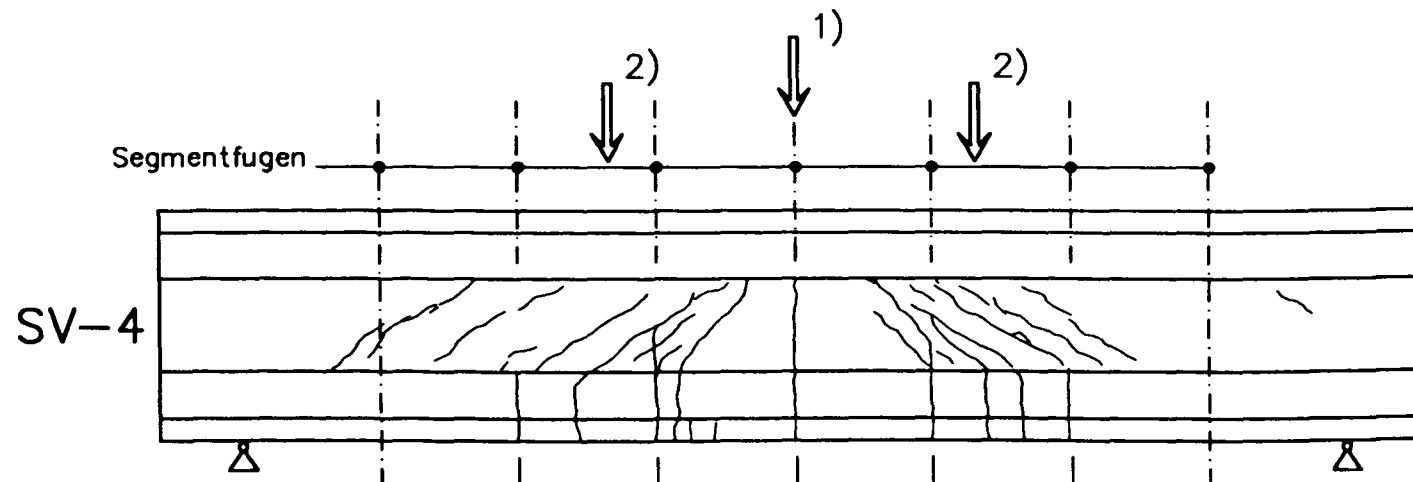
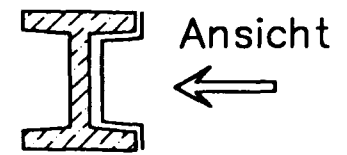
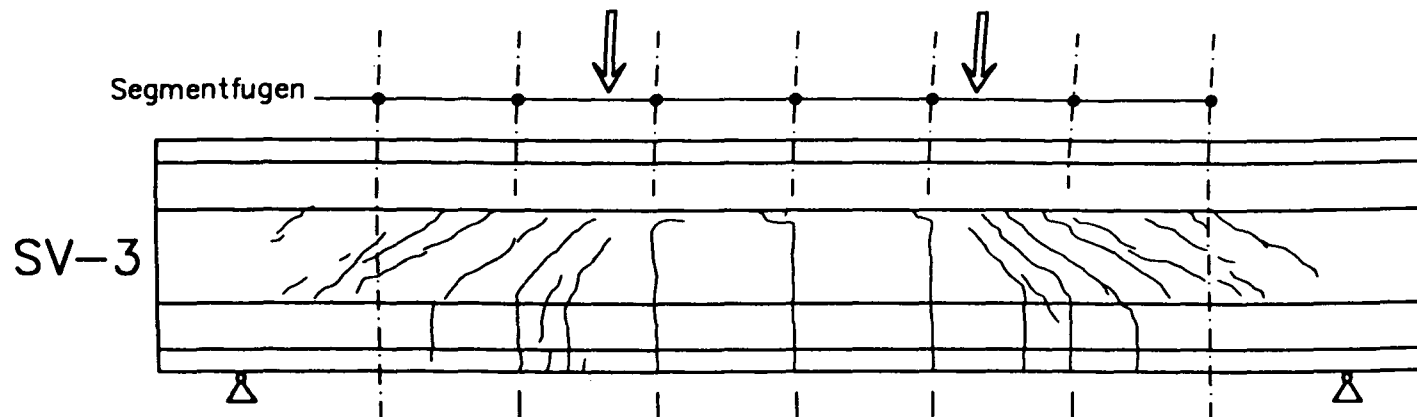
- A 54 -

Anlage A54: Versuche OV-6 und OV-7 - Rißbilder im Bruchzustand



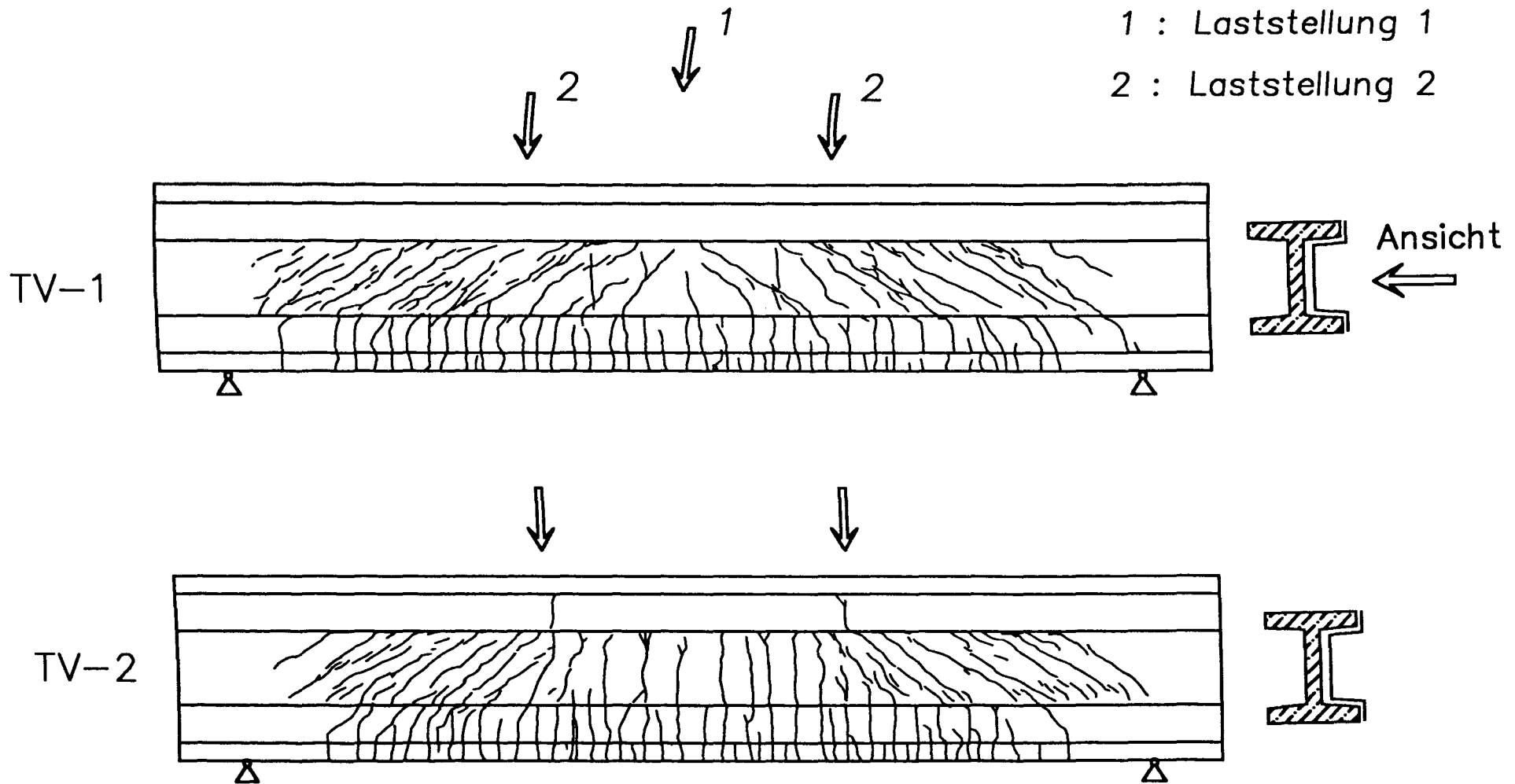
- A 55 -

Anlage A55: Versuche SV-1 und SV-2 - Rißbilder im Bruchzustand



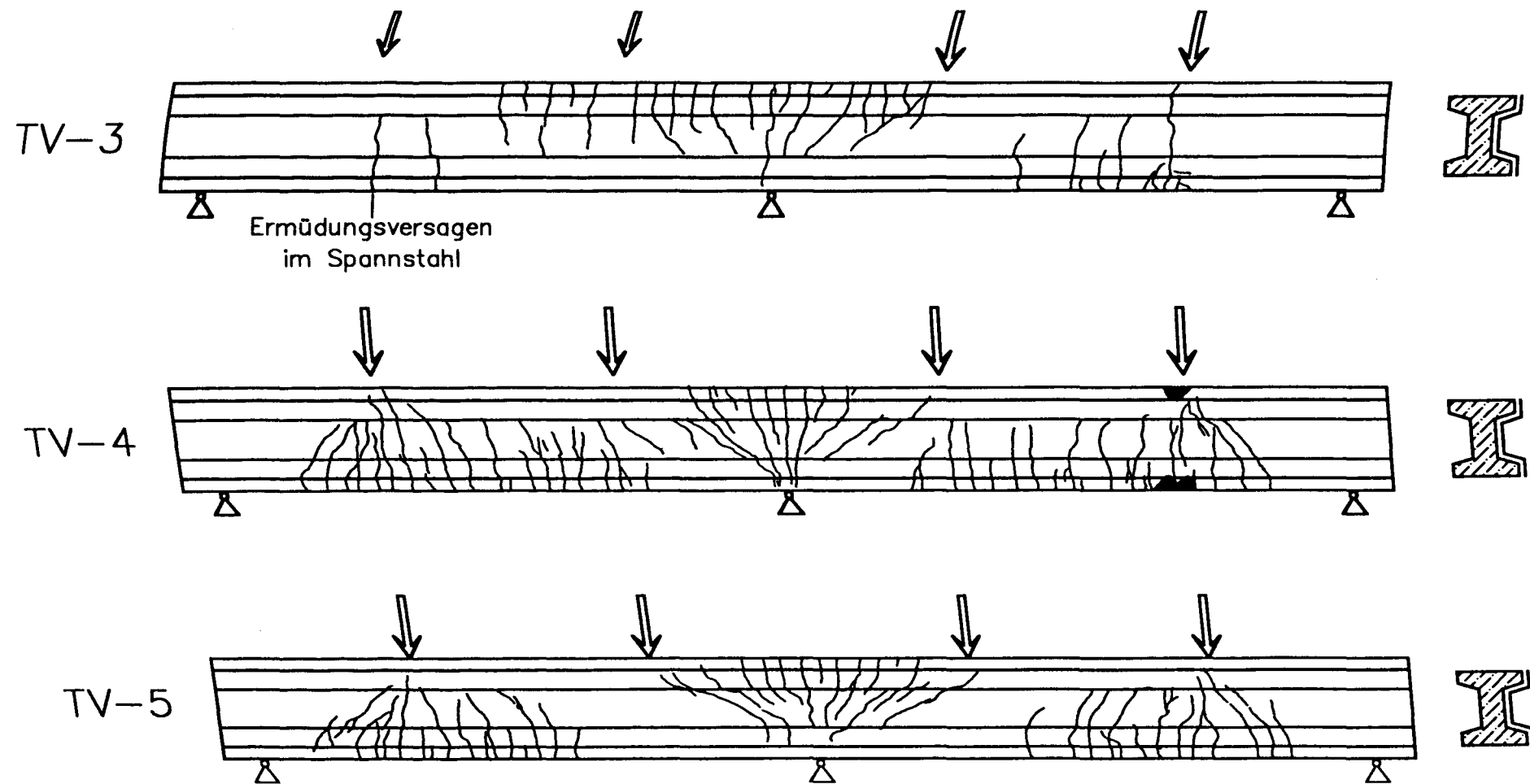
1): Laststellung 1
2): Laststellung 2

Anlage A56: Versuche SV-3 und SV-4 - Rißbilder im Bruchzustand



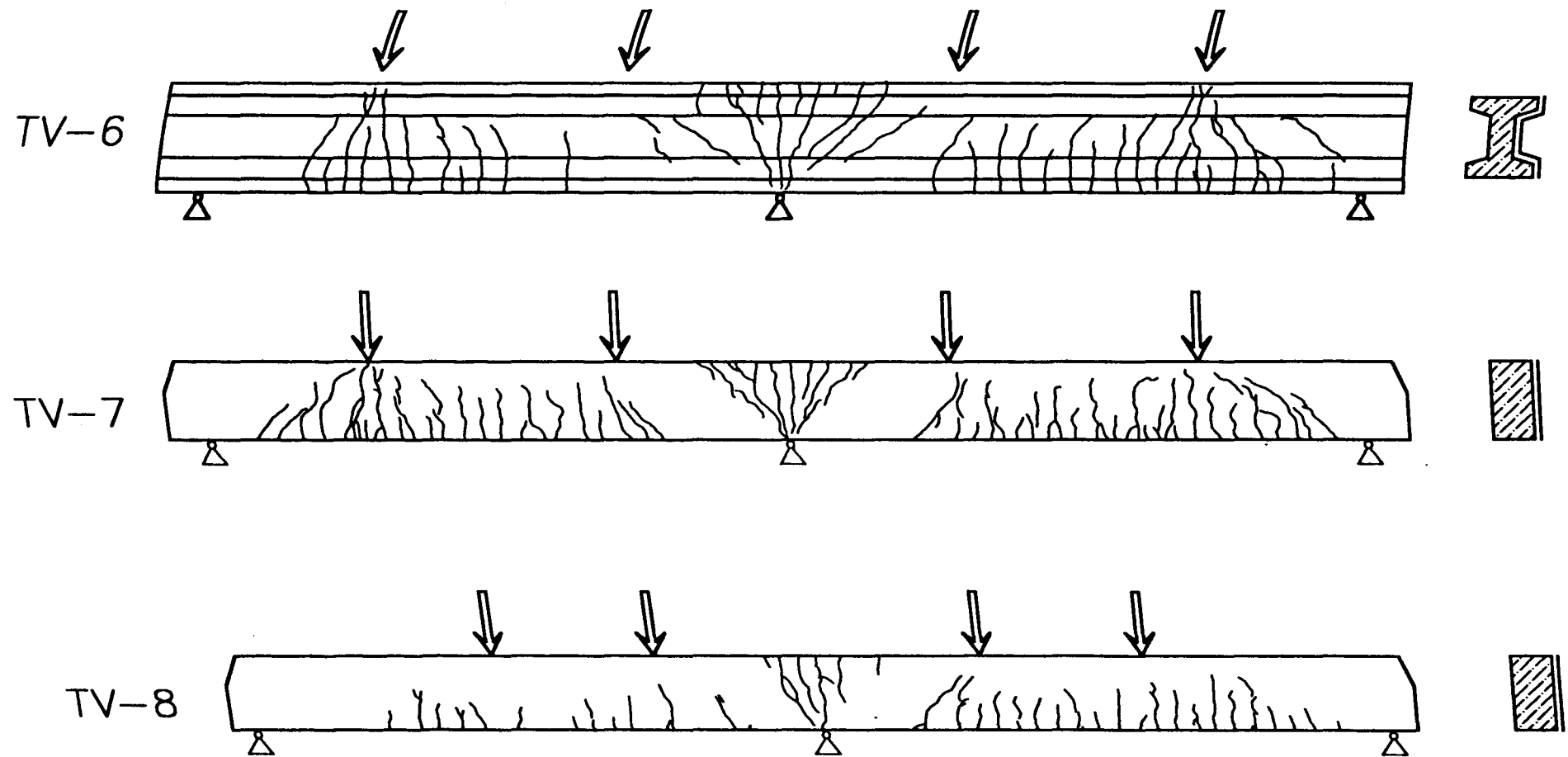
- A 57 -

Anlage A57: Versuche TV-1 und TV-2 - Rißbilder im Bruchzustand



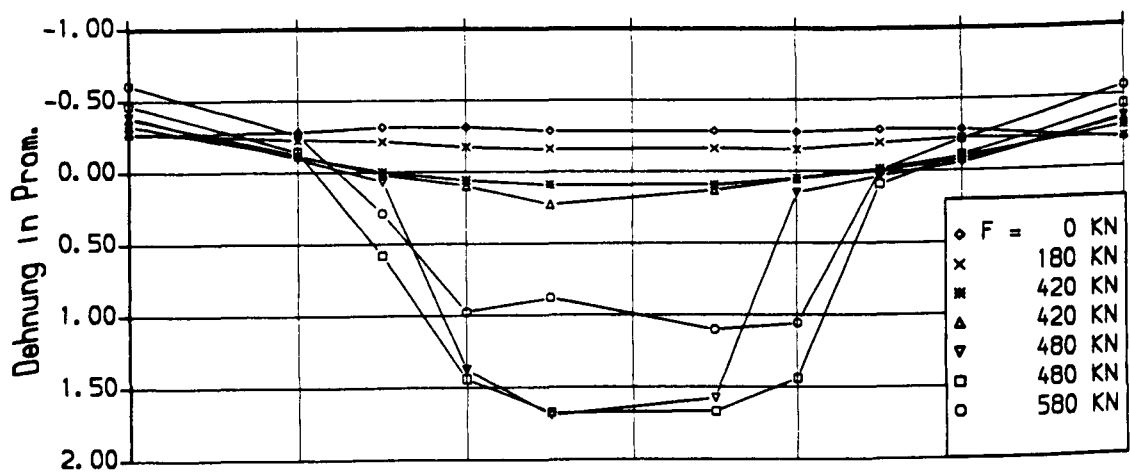
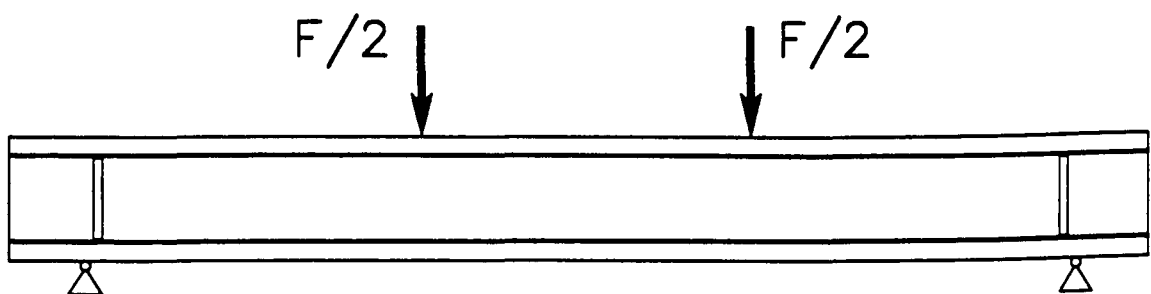
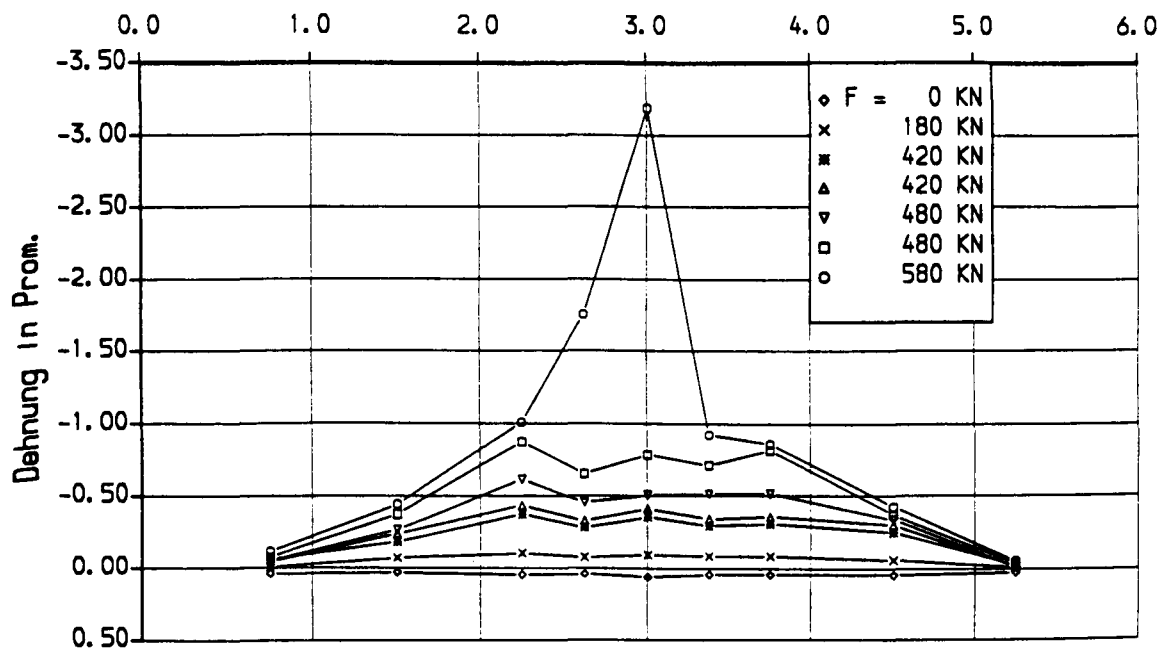
- A 58 -

Anlage A58: Versuche TV-3, TV-4 und TV-5 - Reißbilder im Bruchzustand

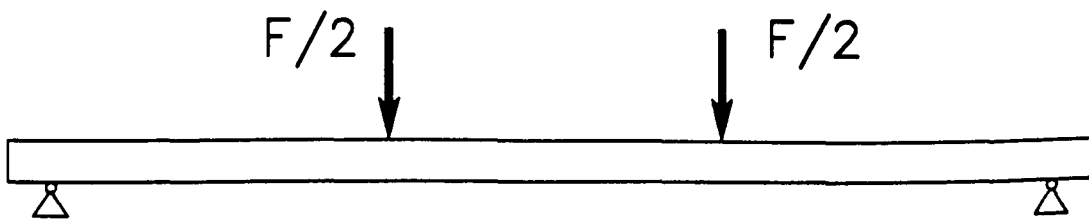
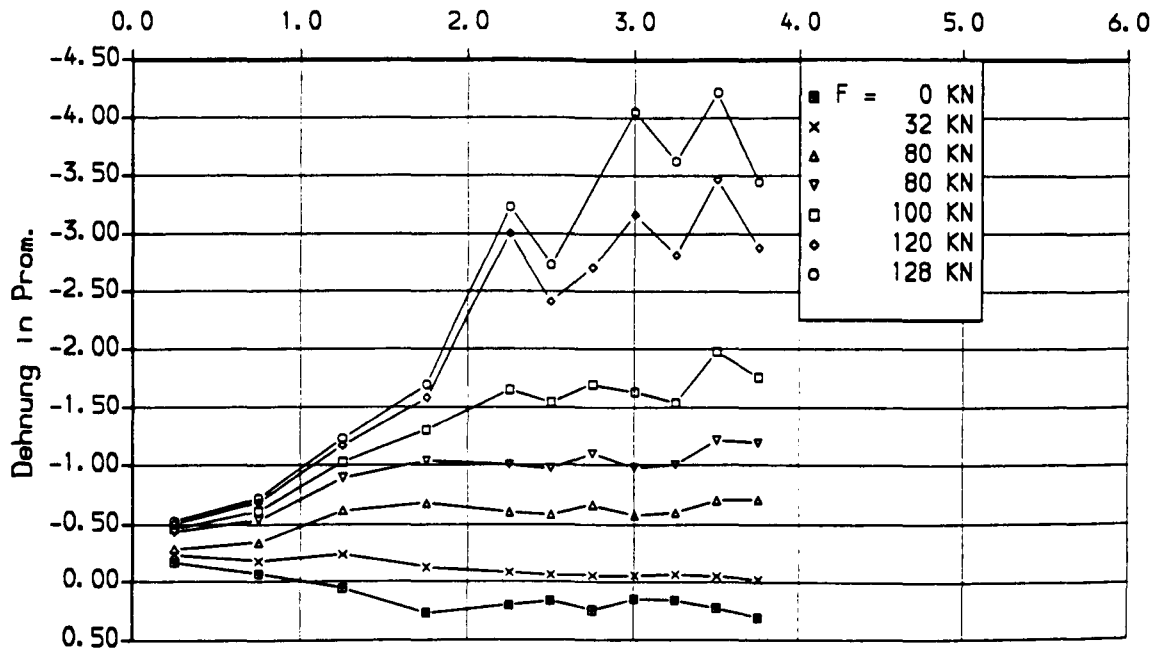


- A 59 -

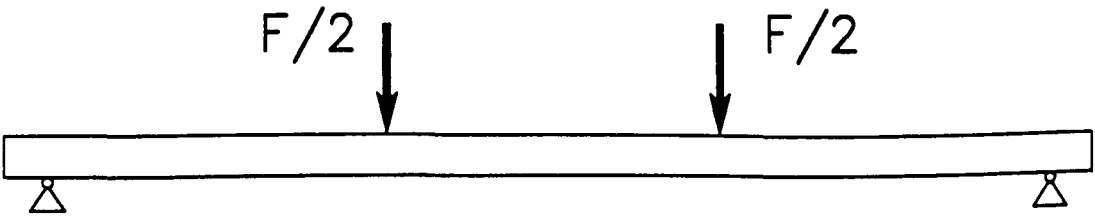
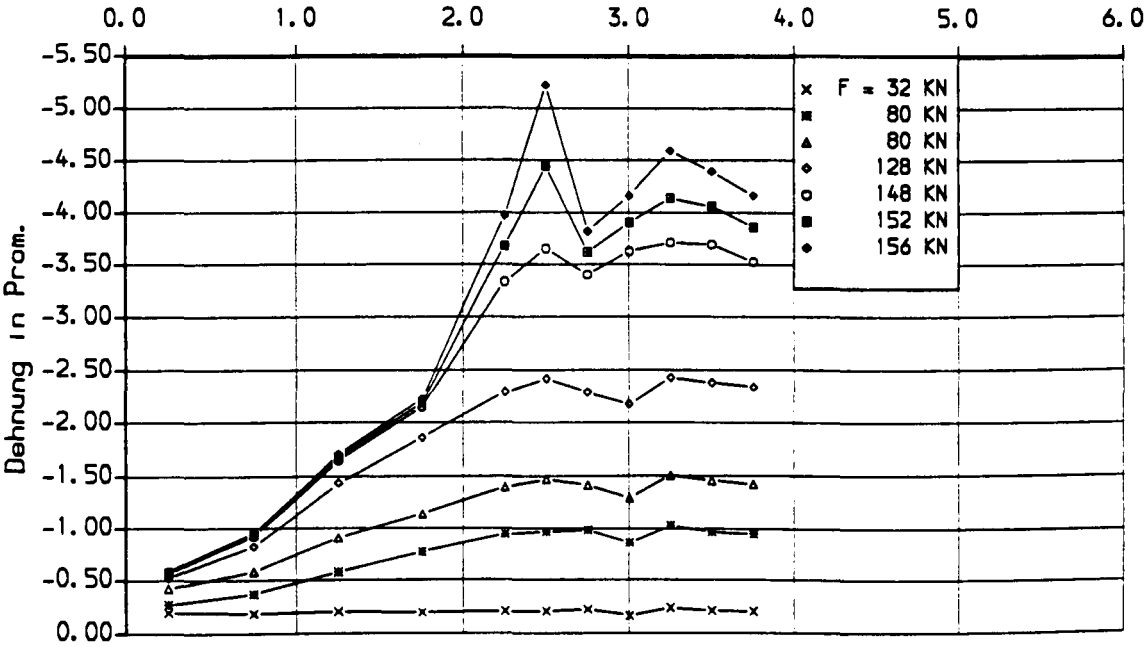
Anlage A59: Versuche TV-6, TV-7 und TV-8 - Rißbilder im Bruchzustand



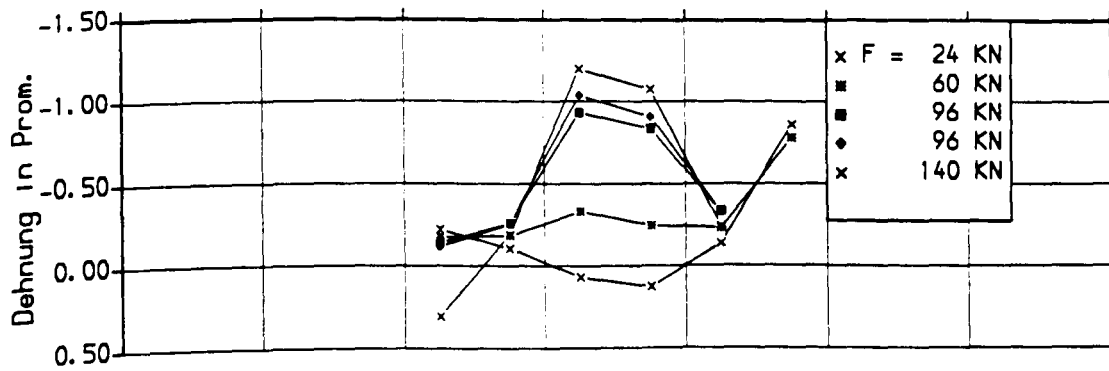
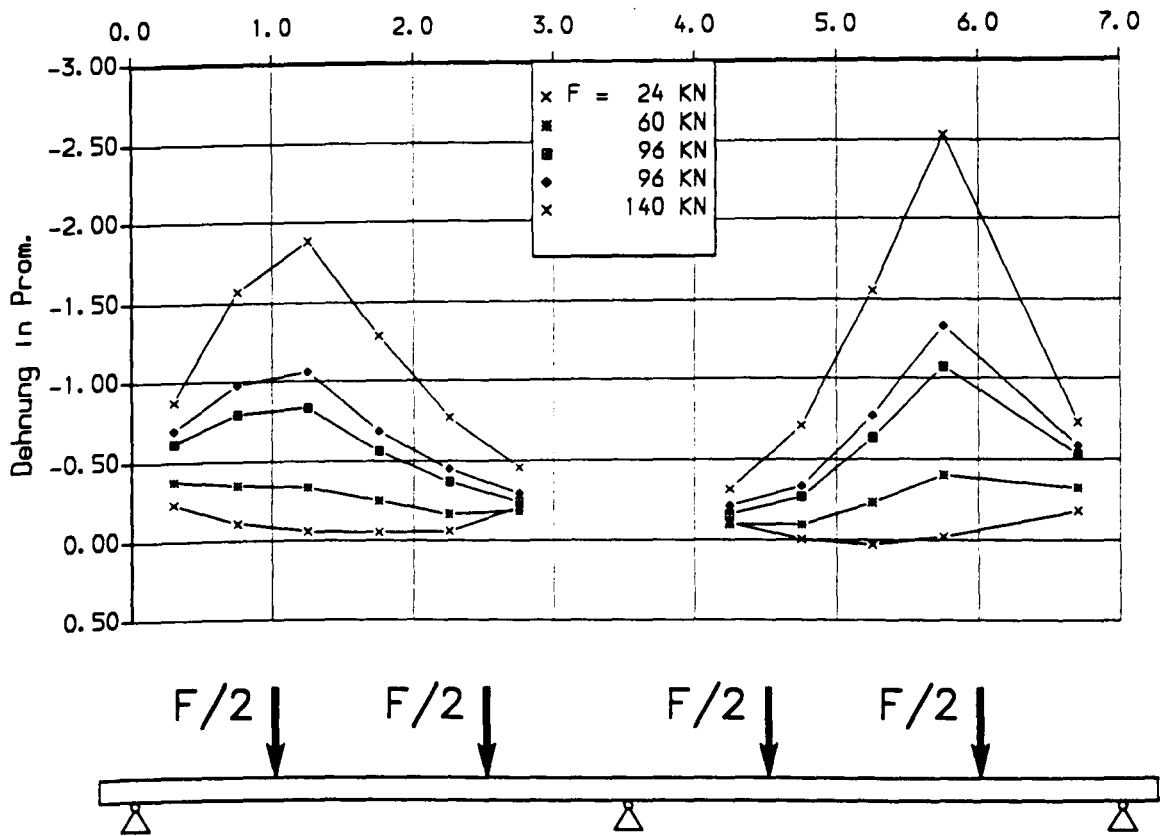
Anlage A61: Versuch OV-1: Betonstauchungen und Betonstahldehnungen über der Längsachse



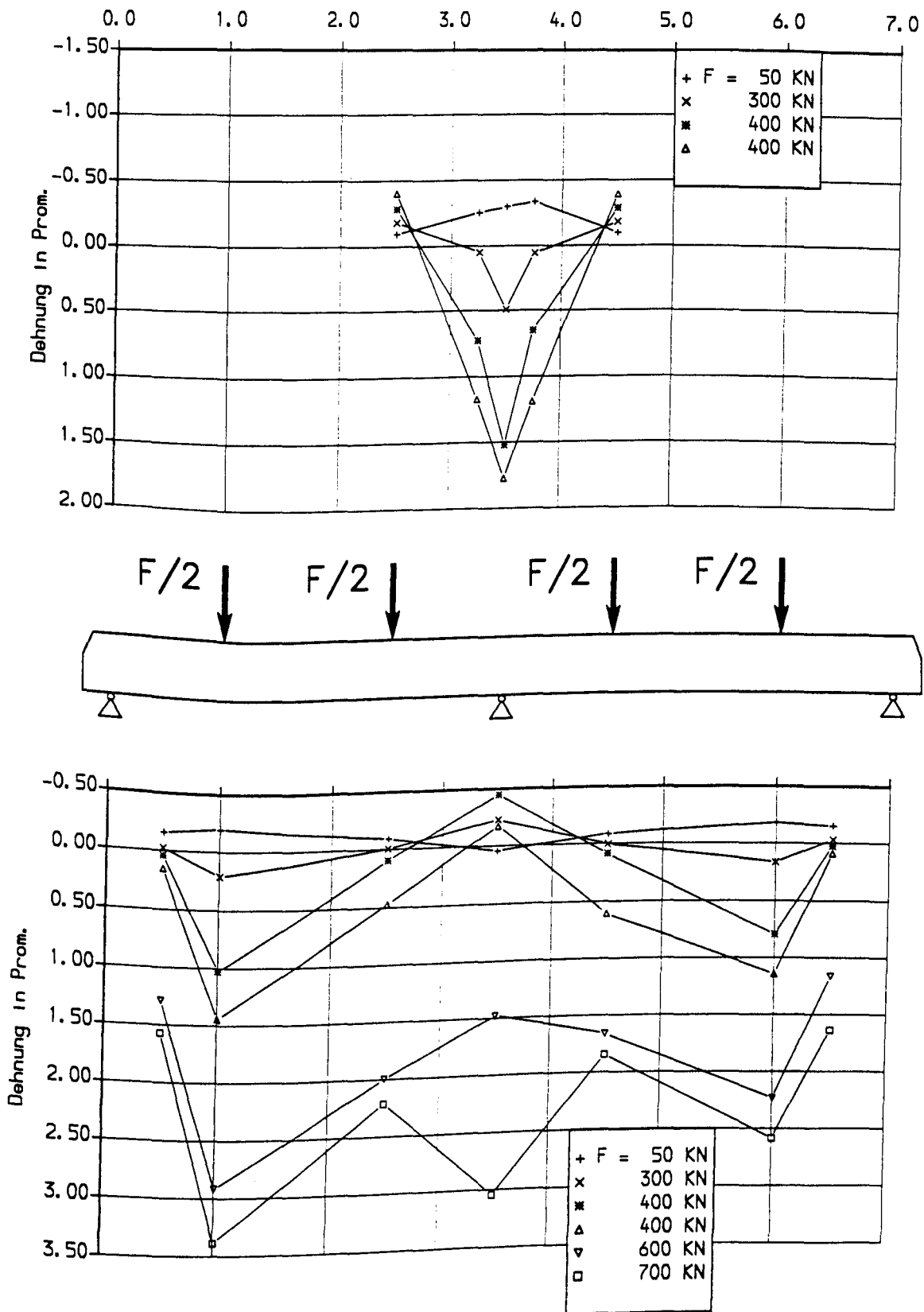
Anlage A62: Versuch OV-2: Betonstauchungen über der Längsachse



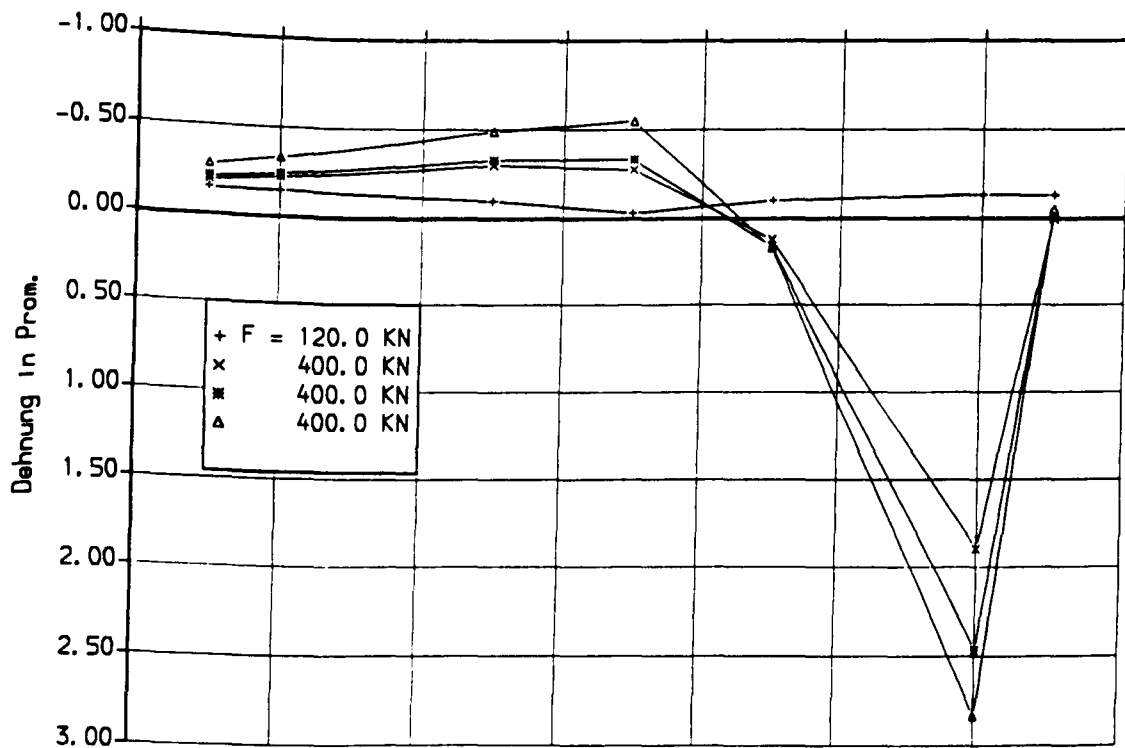
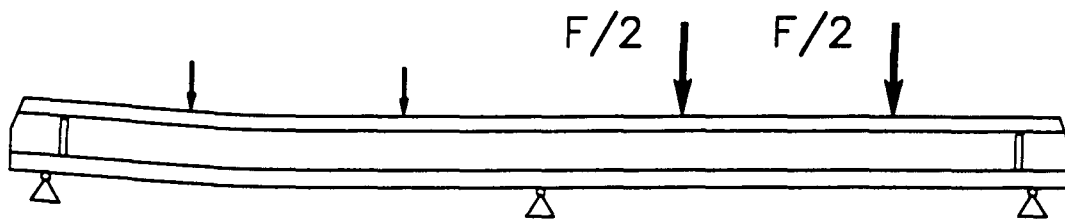
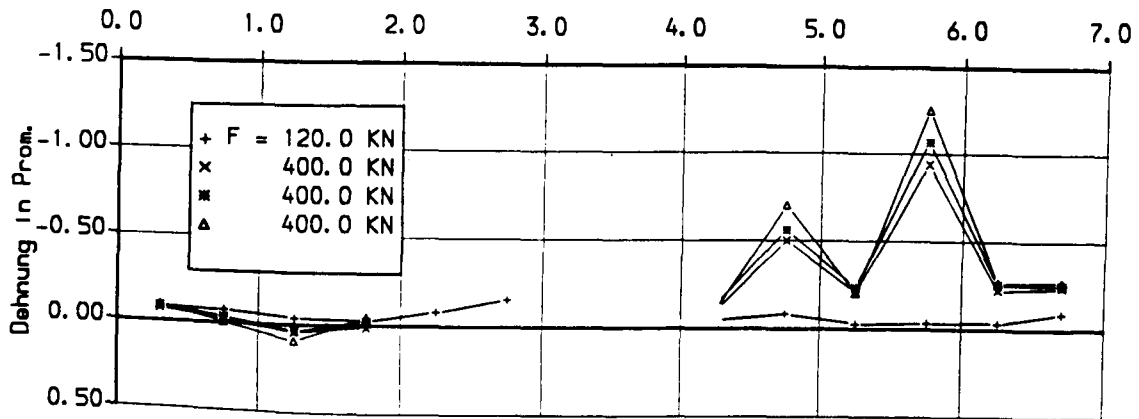
Anlage A63: Versuch OV-3: Betonstauchungen über der Längsachse



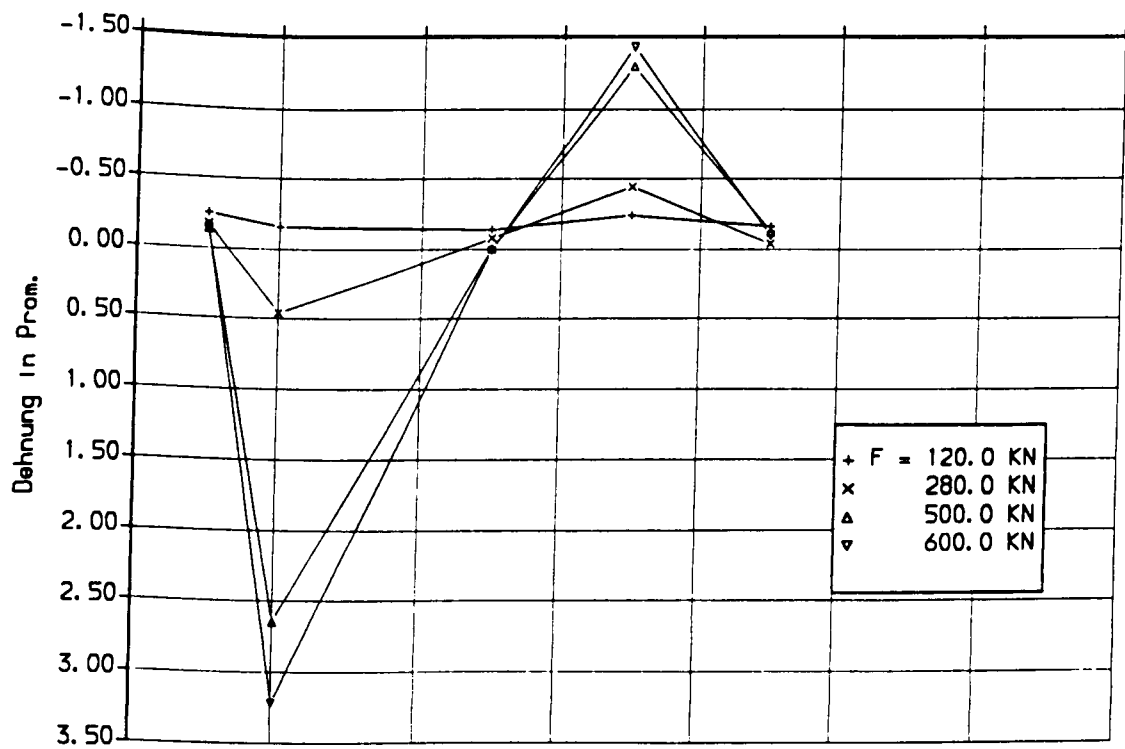
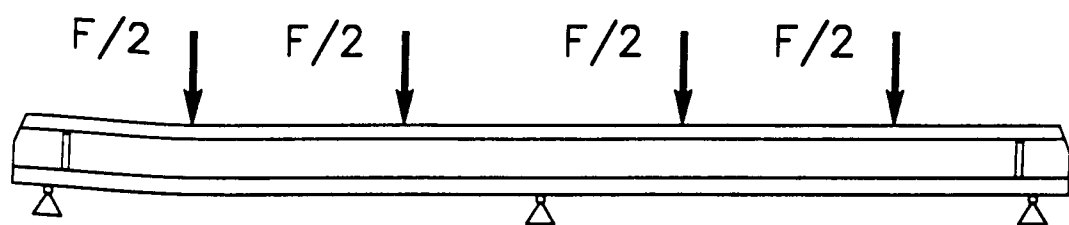
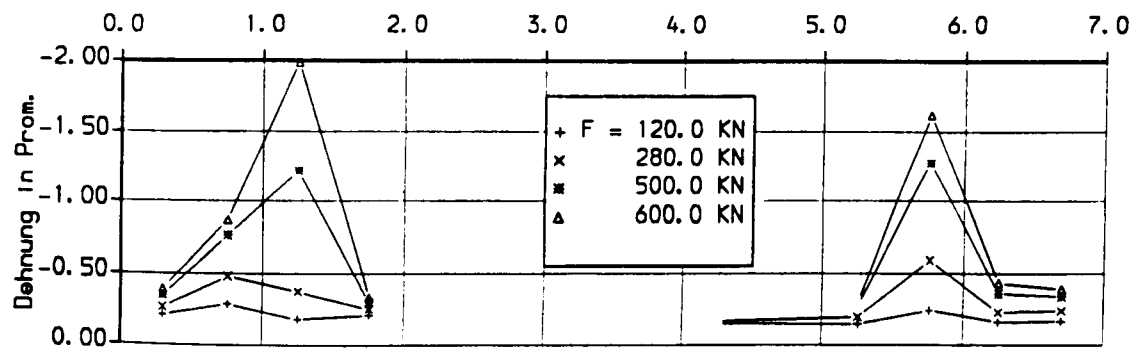
Anlage A64: Versuch OV-4: Betonstauchungen an Ober- und Unterseite



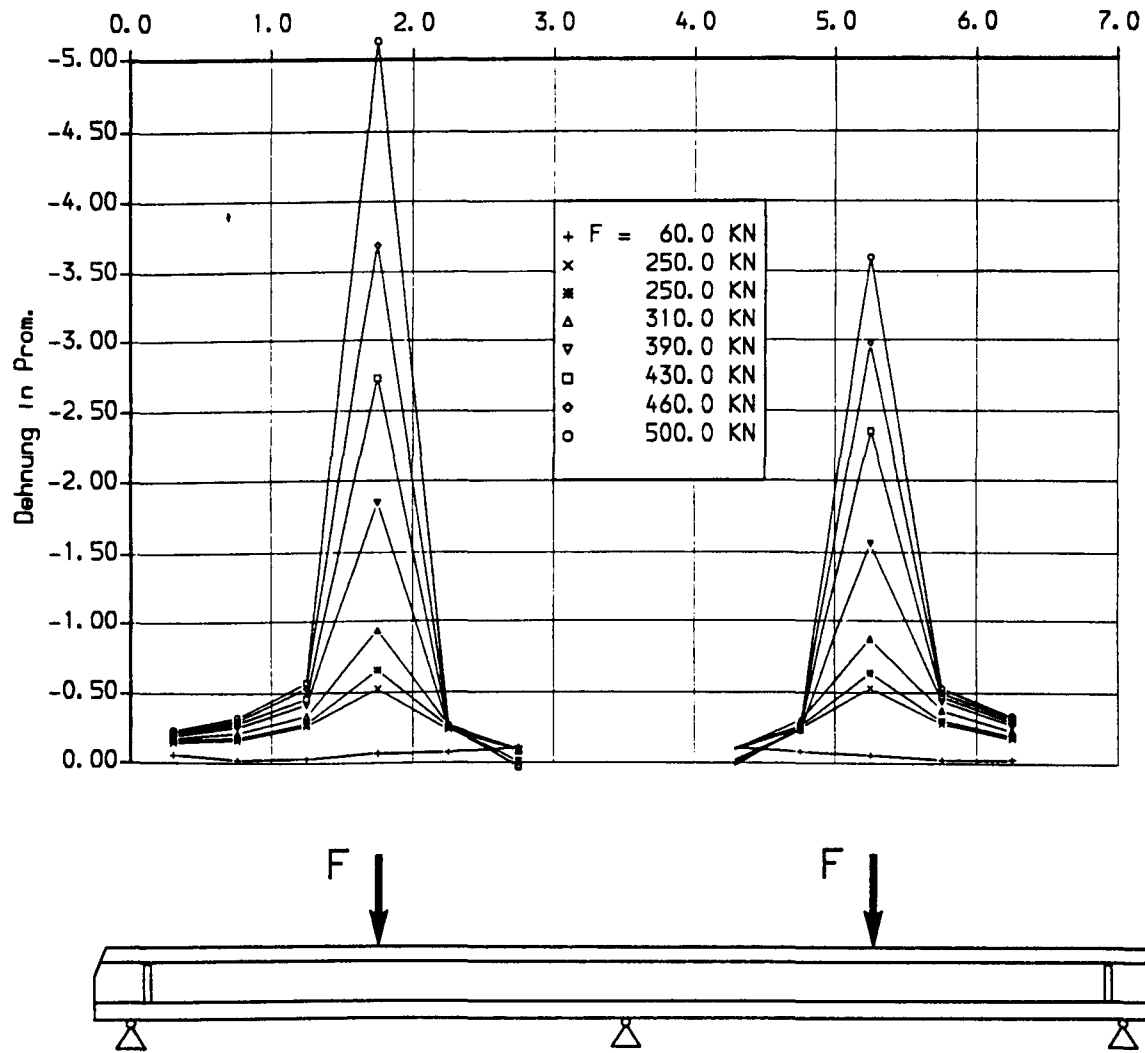
Anlage A65: Versuch OV-5: Betonstahldehnungen an Ober- und Unterseite über der Längsachse



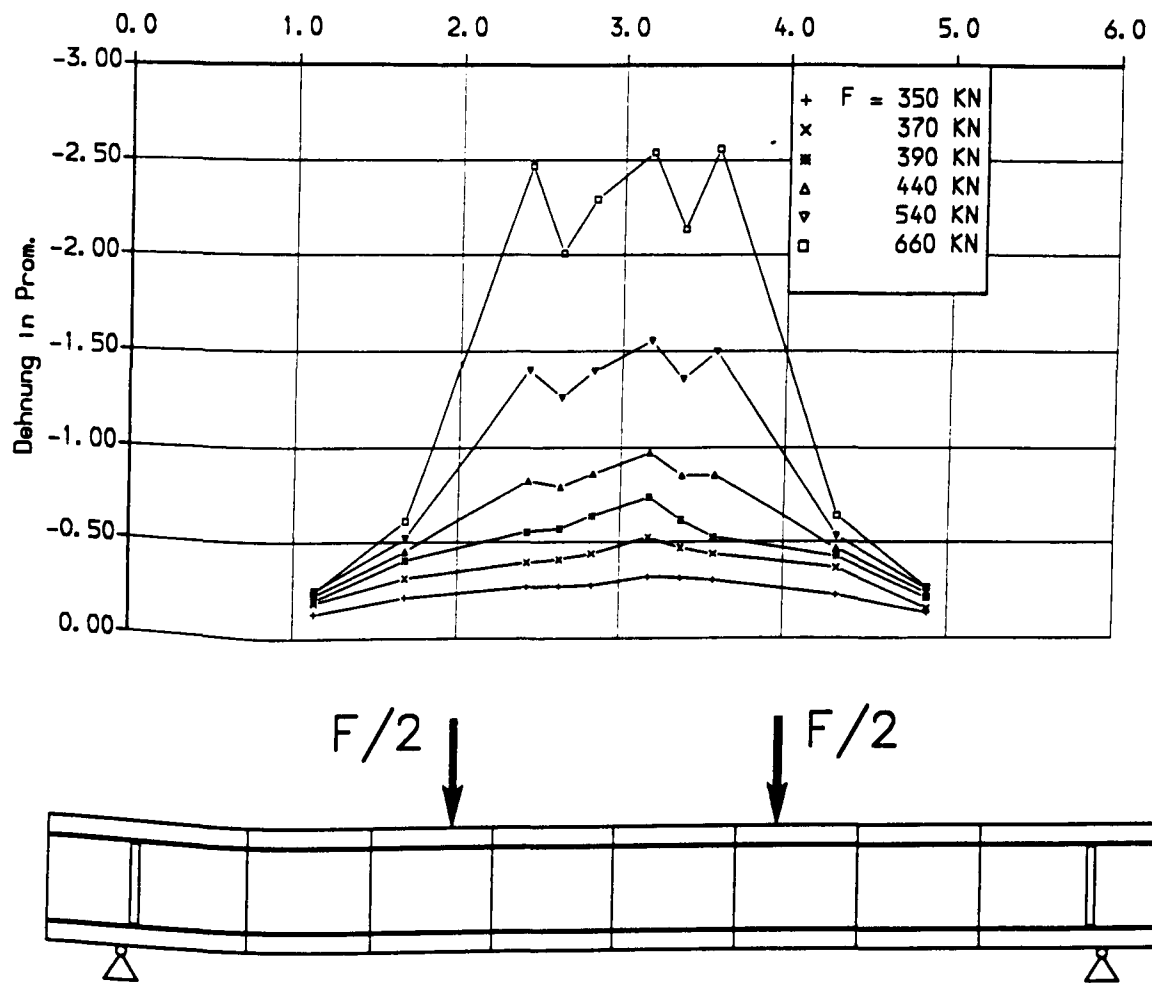
Anlage A66: Versuch OV-6: Betonstauchungen und Stahldehnungen, einseitige Schwellbelastung



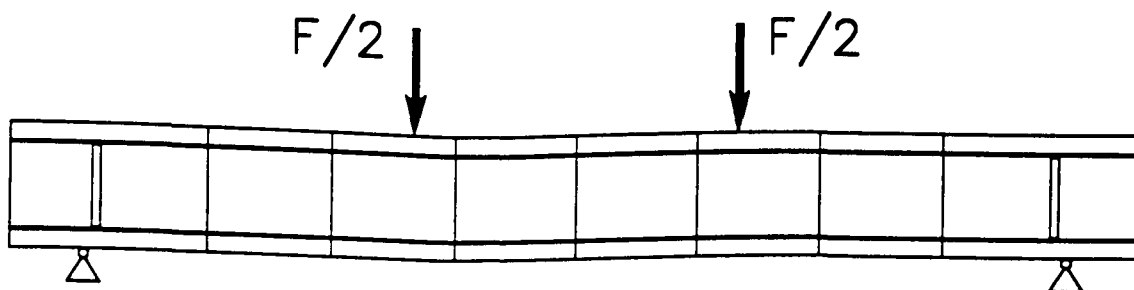
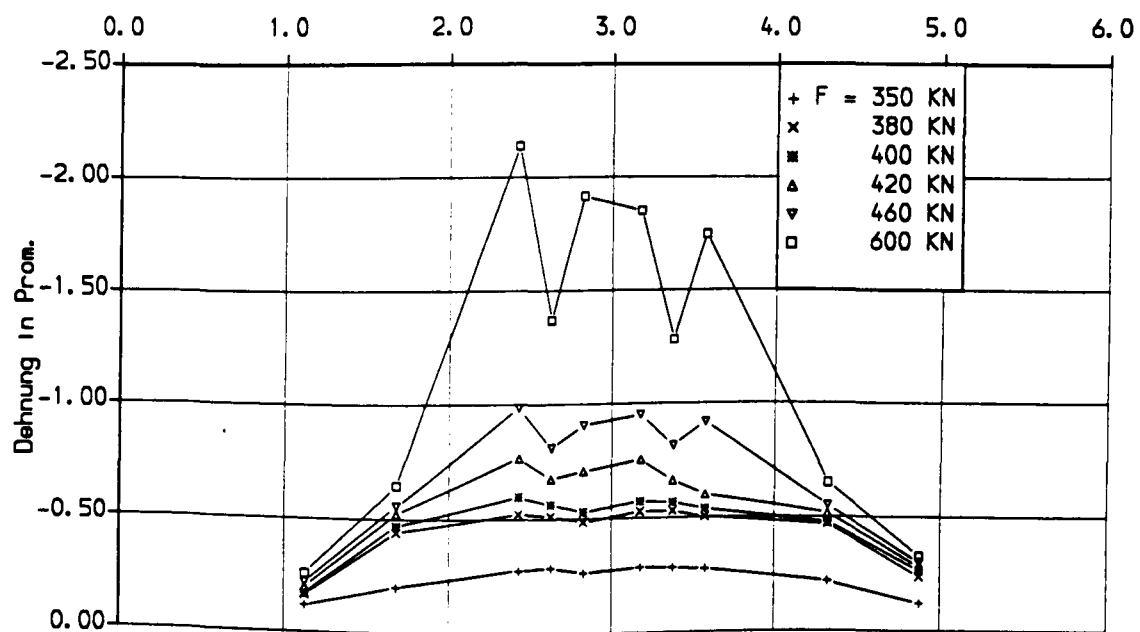
Anlage A67: Versuch OV-6: Betonstauchungen und Stahldehnungen, symmetrische Belastung bis zum Bruch



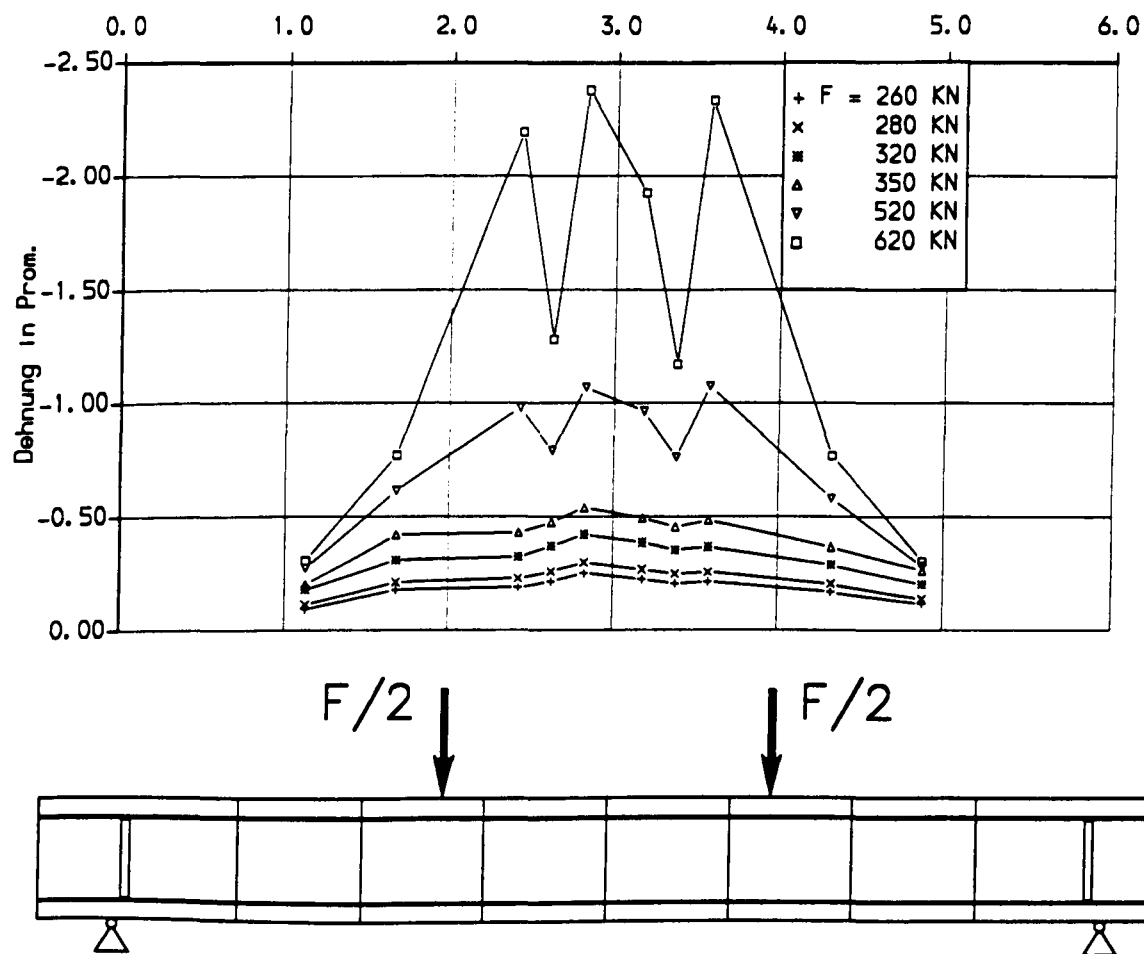
Anlage A68: Versuch OV-7: Betonstauchungen über der Längsachse



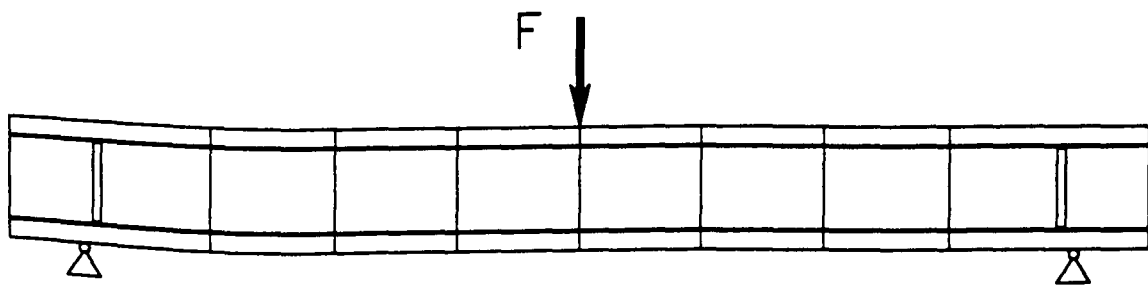
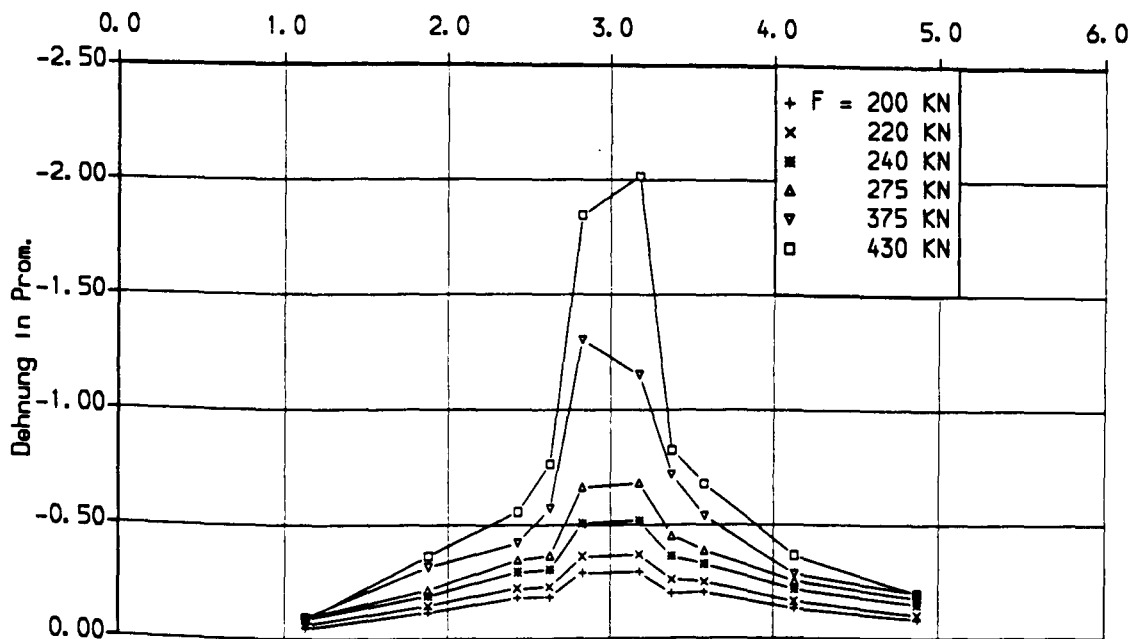
Anlage A69: Segmentbalken SV-1: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



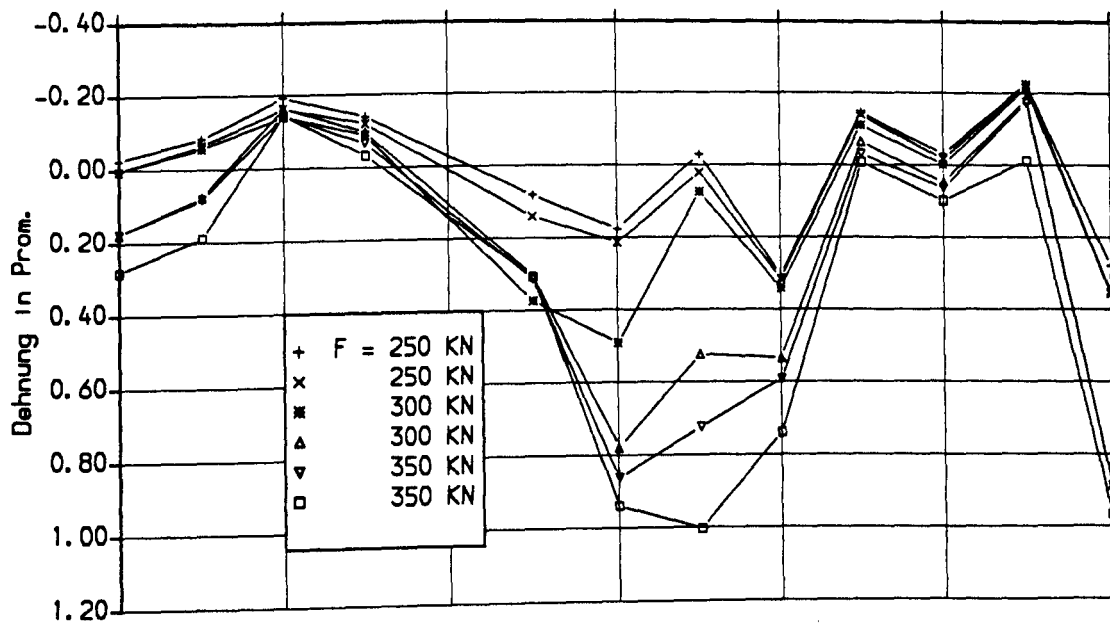
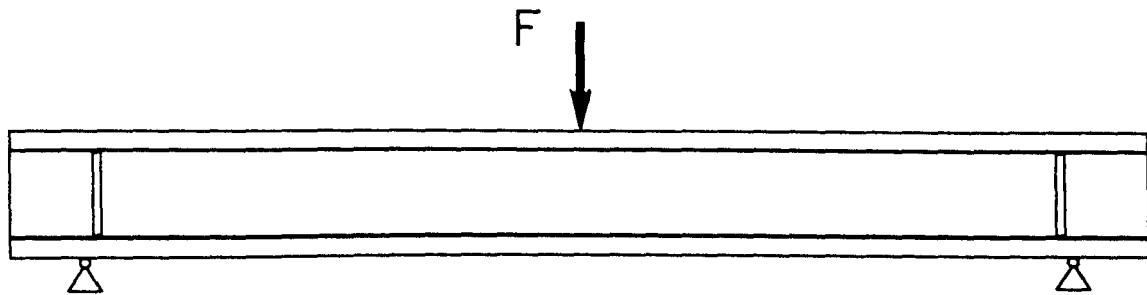
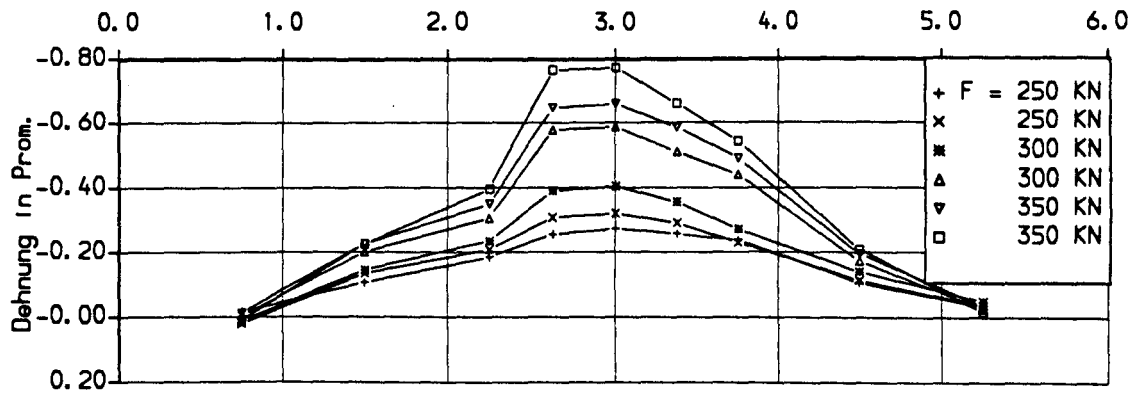
Anlage A70: Segmentbalken SV-2: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



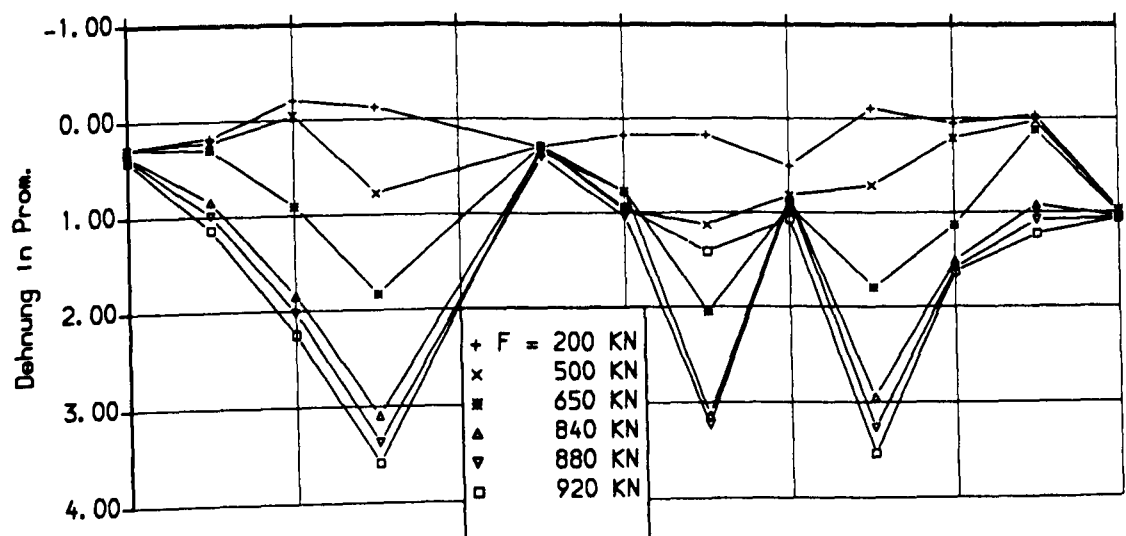
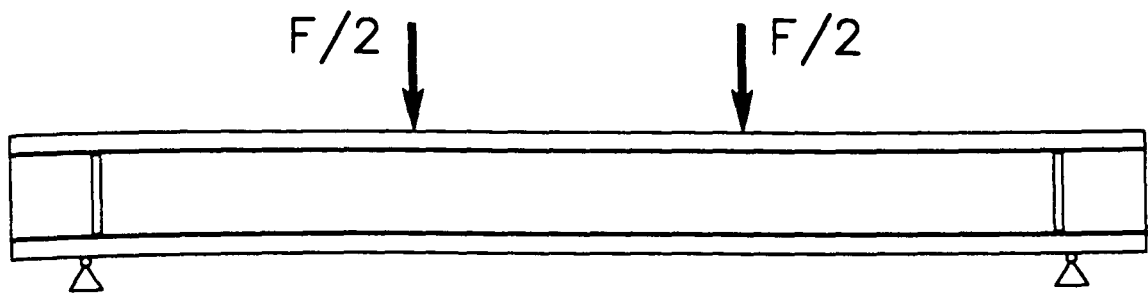
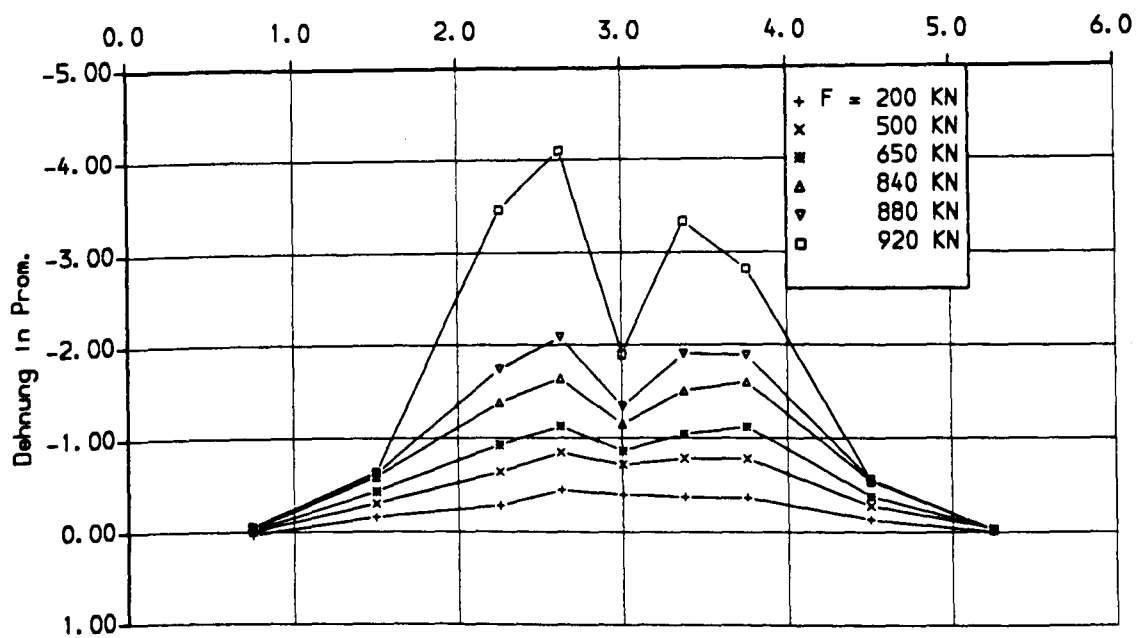
Anlage A71: Segmentbalken SV-3: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



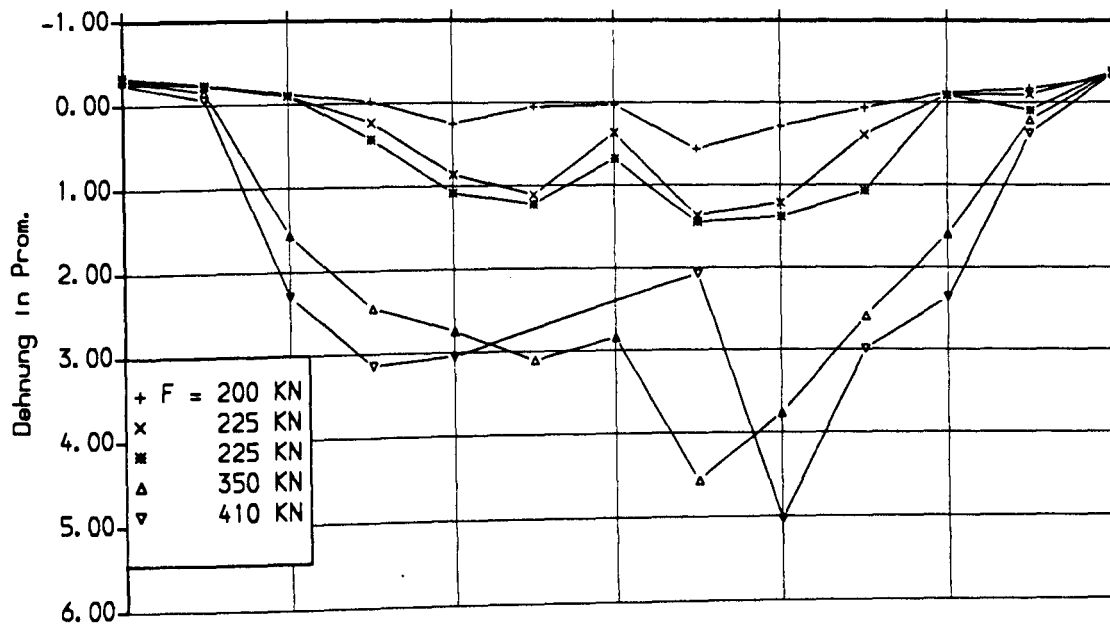
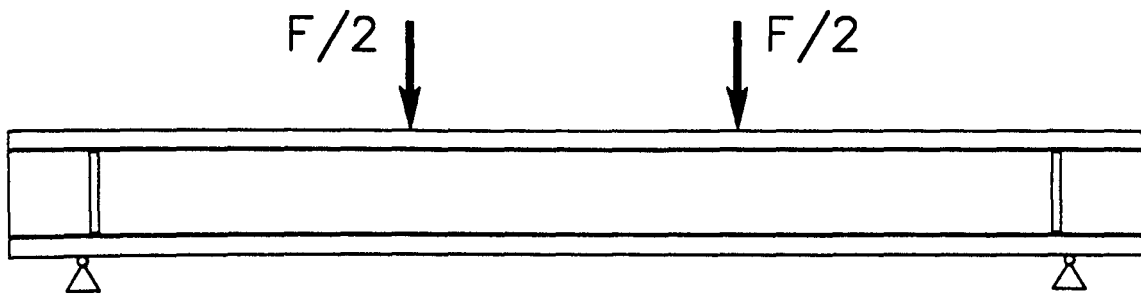
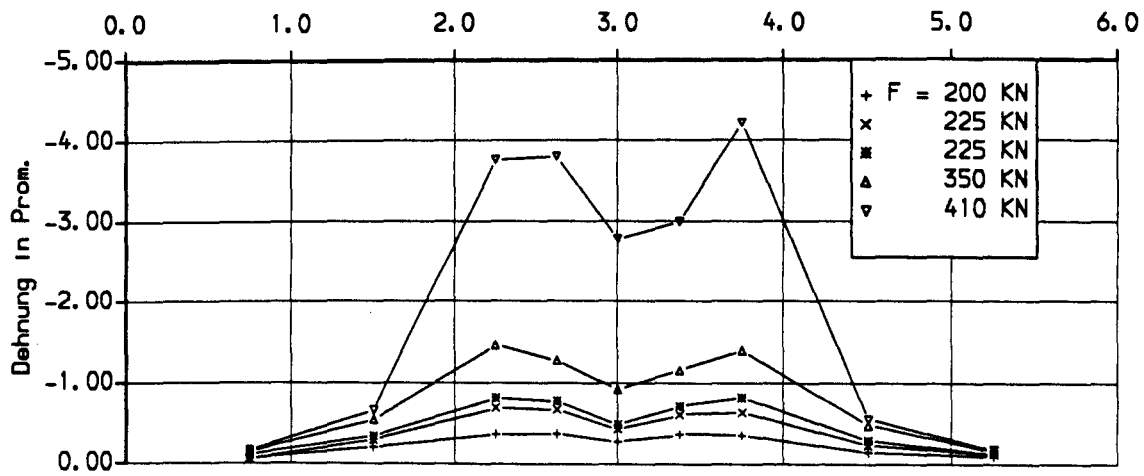
Anlage A72: Segmentbalken SV-4: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



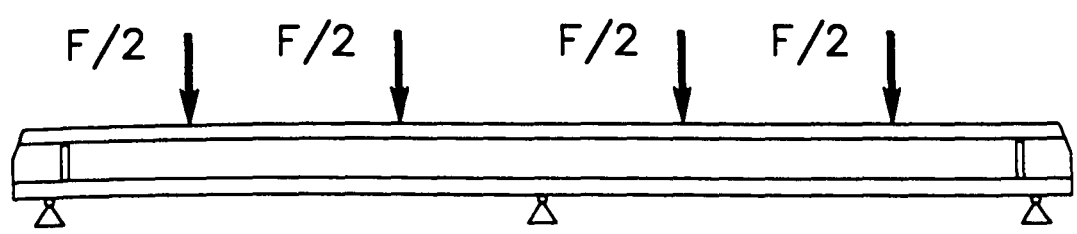
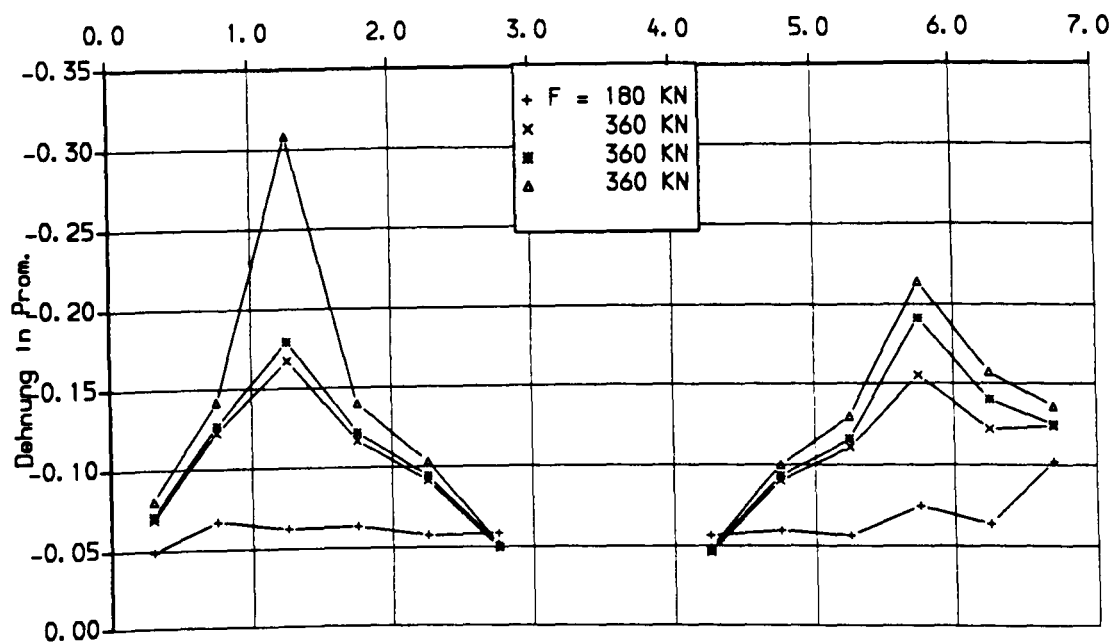
Anlage A73: Versuch TV-1: Entwicklung der Betonstauchungen und Stahldehnungen bei Schwellbeanspruchung



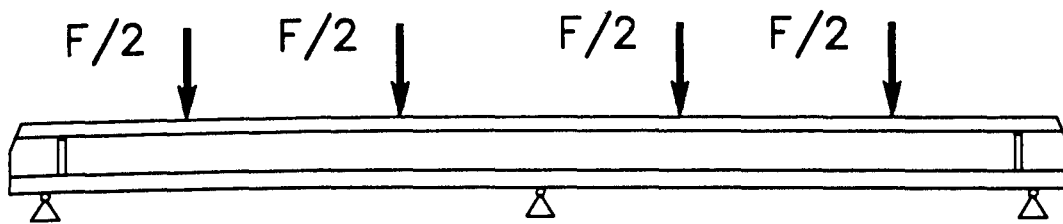
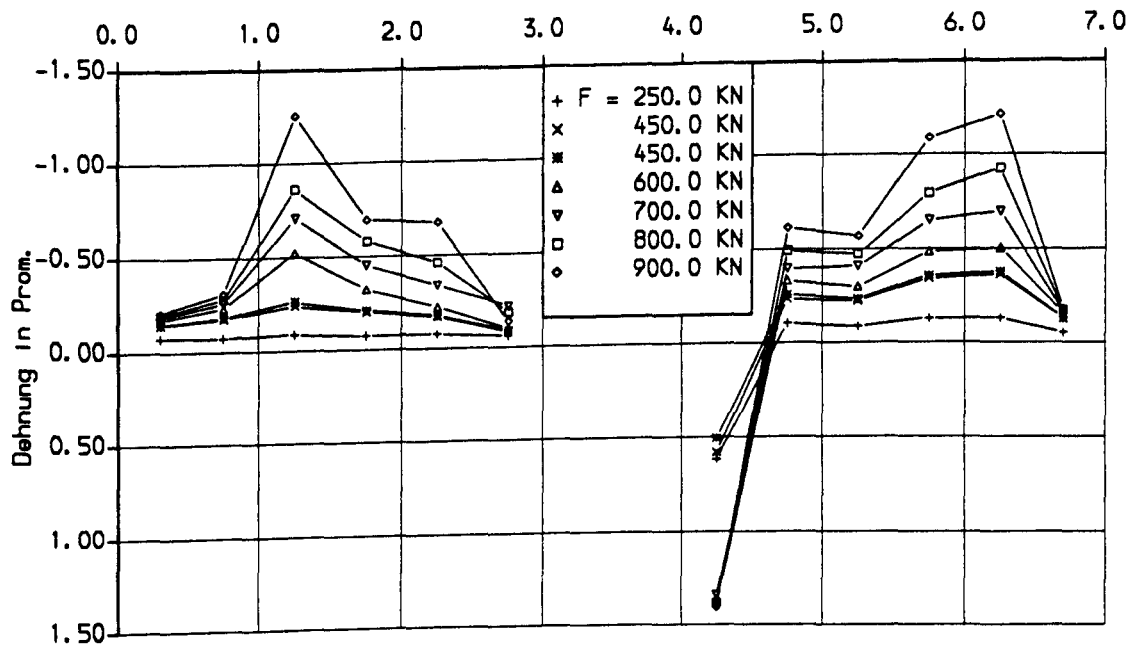
Anlage A74: Versuch TV-1: Betonstauchungen und Stahldehnungen im Bruchversuch



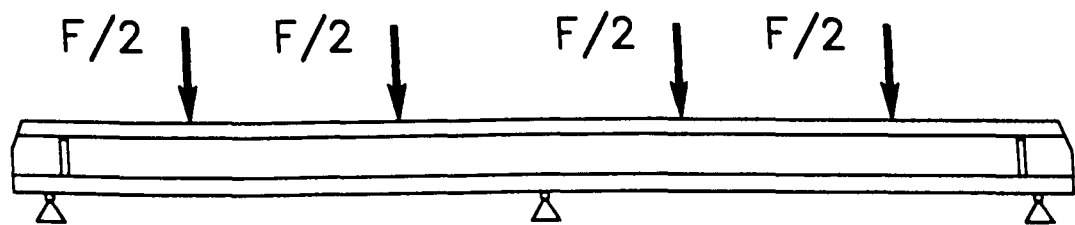
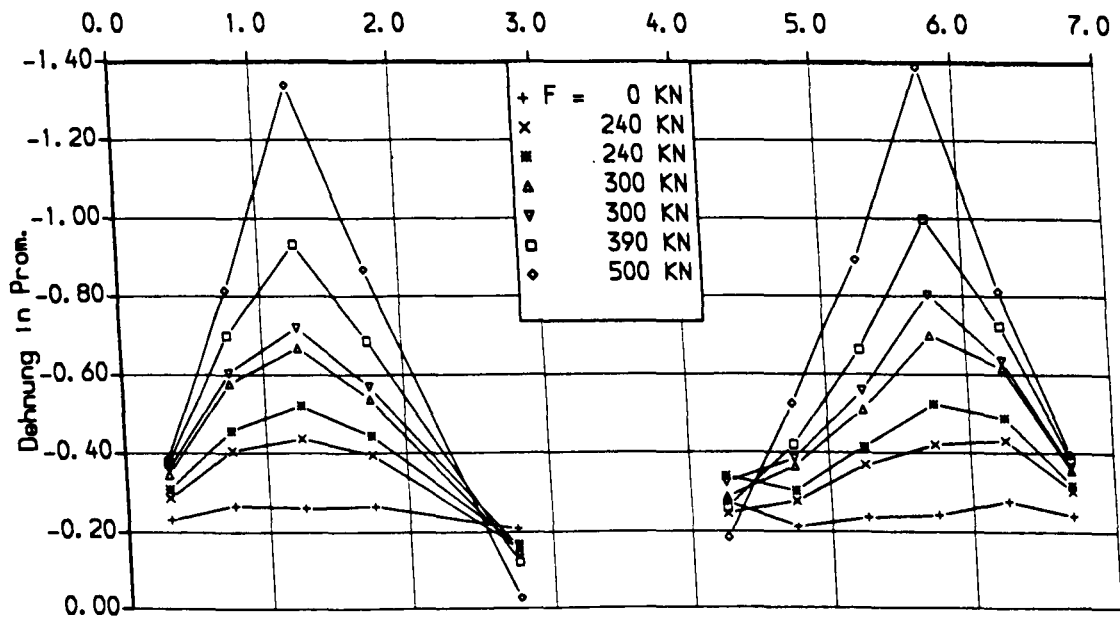
Anlage A75: Versuch TV-2: Betonstauchungen an der Balkenoberseite und Stahldehnungen



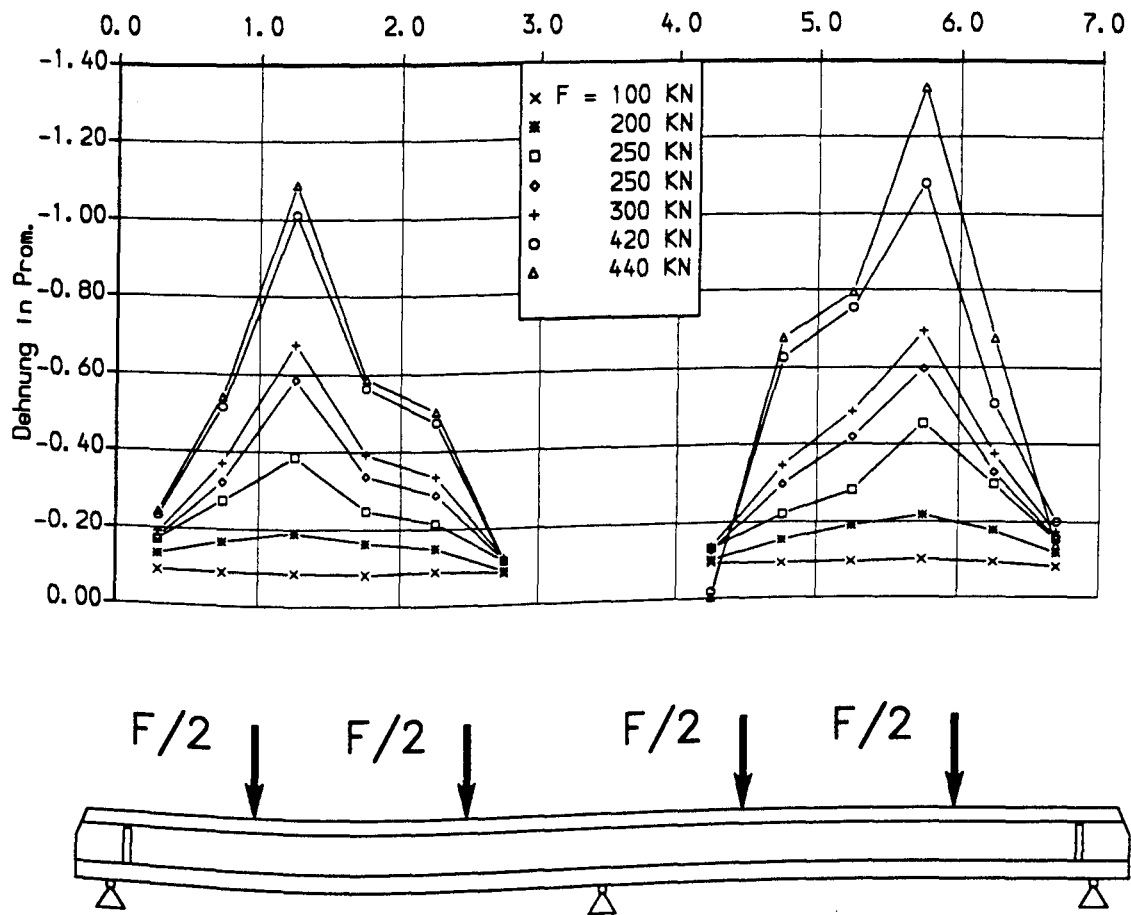
Anlage A76: Versuch TV-3: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



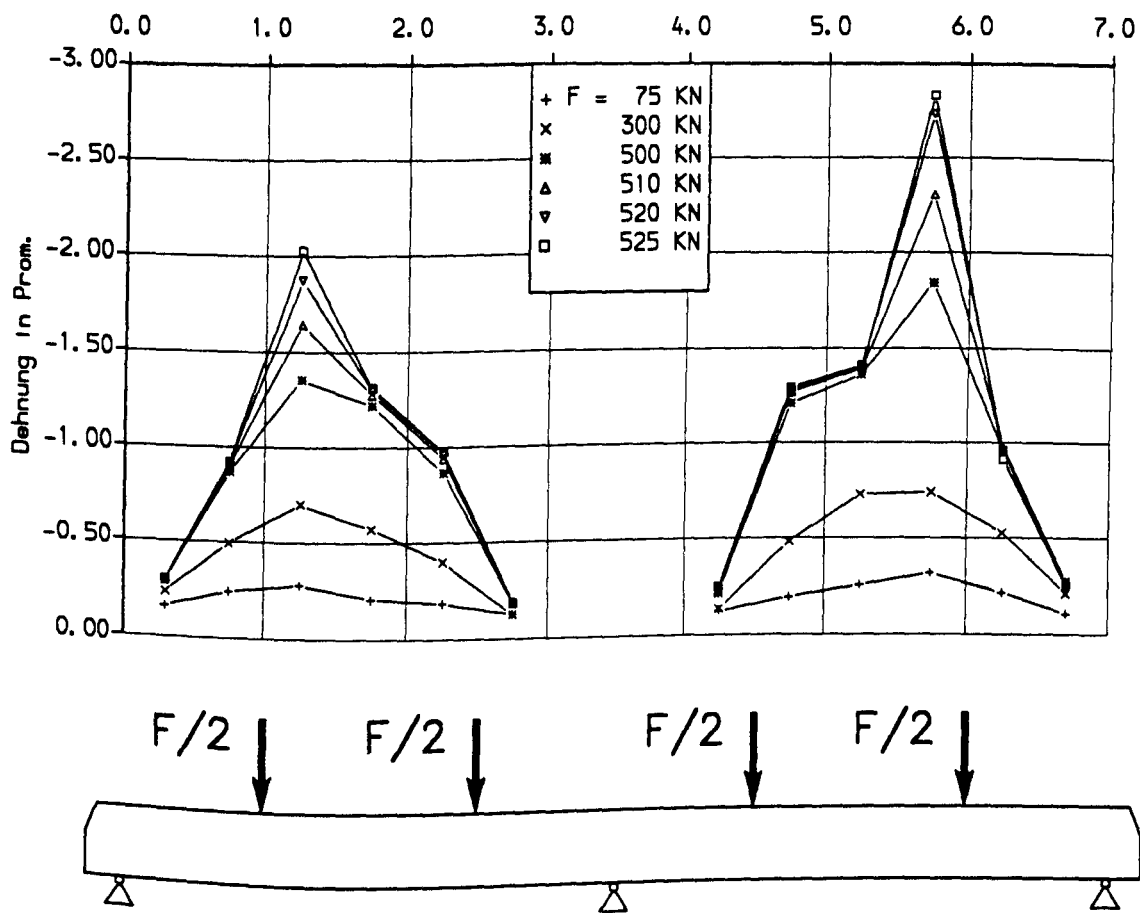
Anlage A77: Versuch TV-4: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



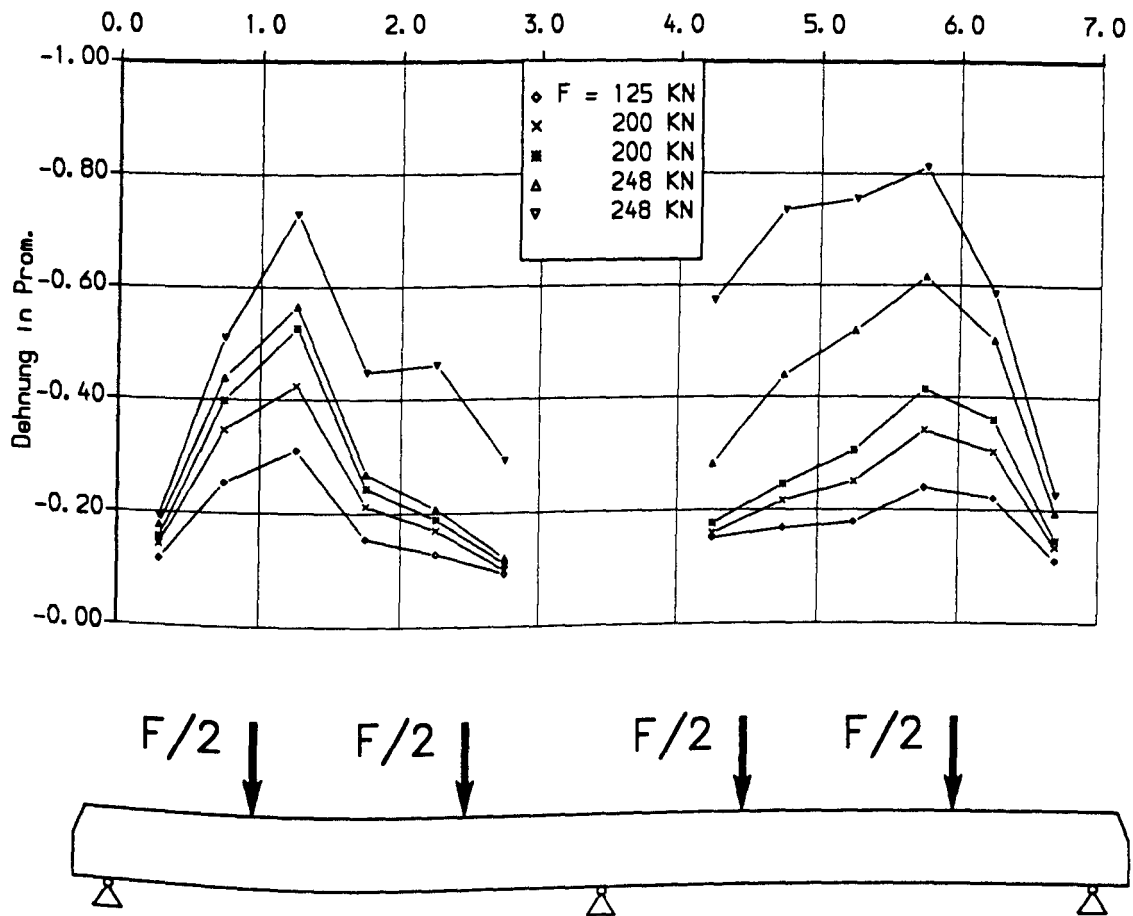
Anlage A78: Versuch TV-5: Betonstauchungen an der Balkenoberseite



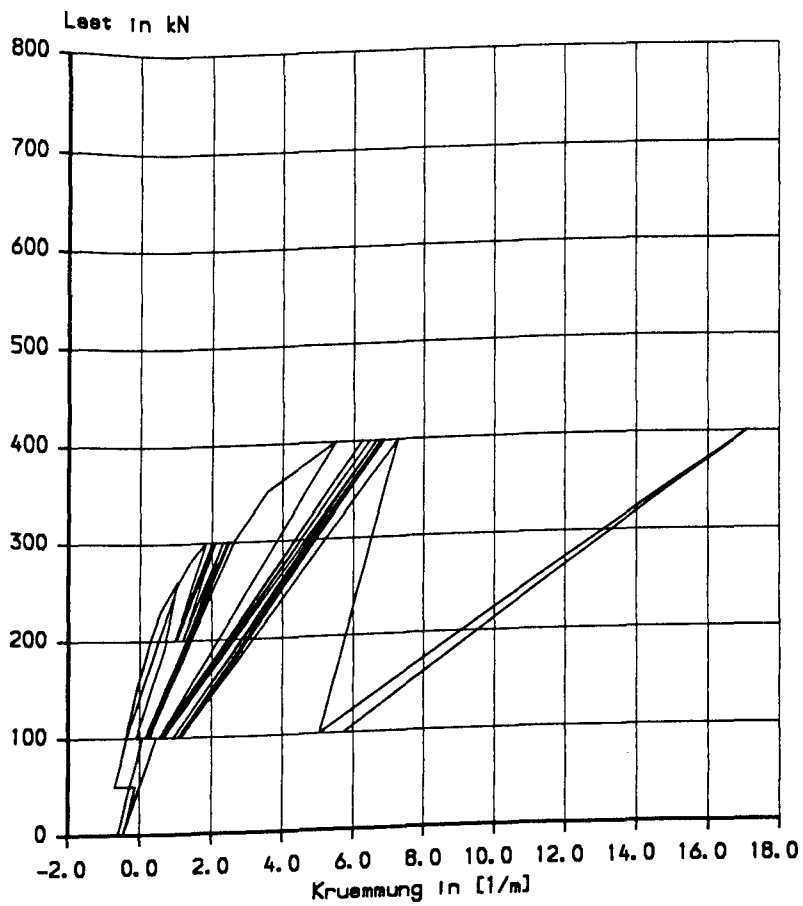
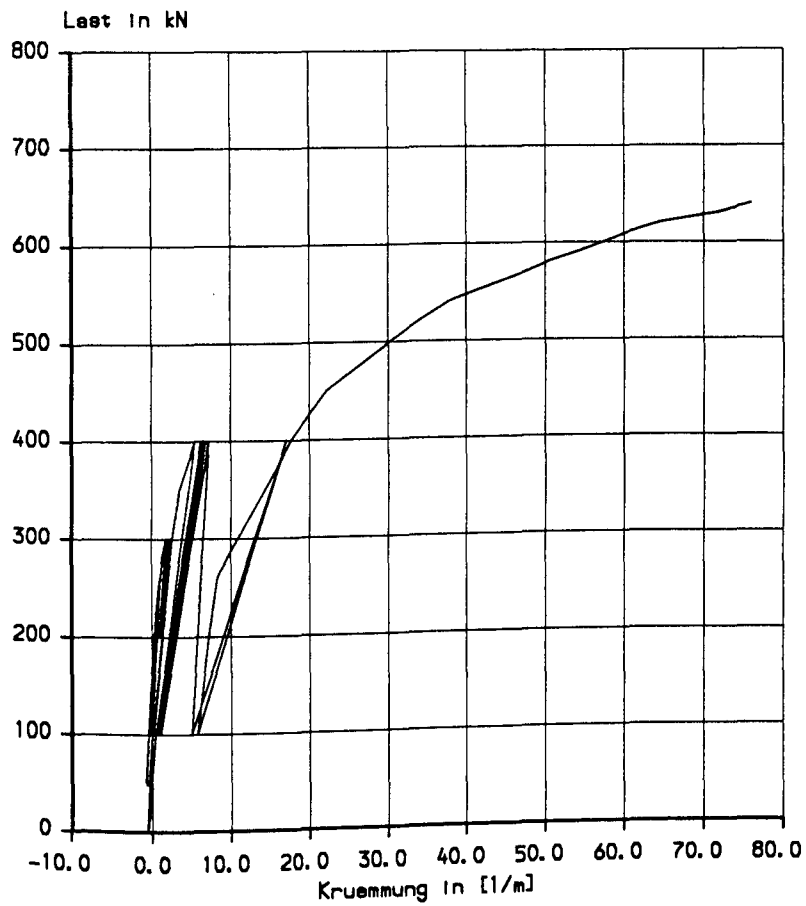
Anlage A79: Versuch TV-6: Betonstauchungen an der Balkenoberseite im Bruchversuch



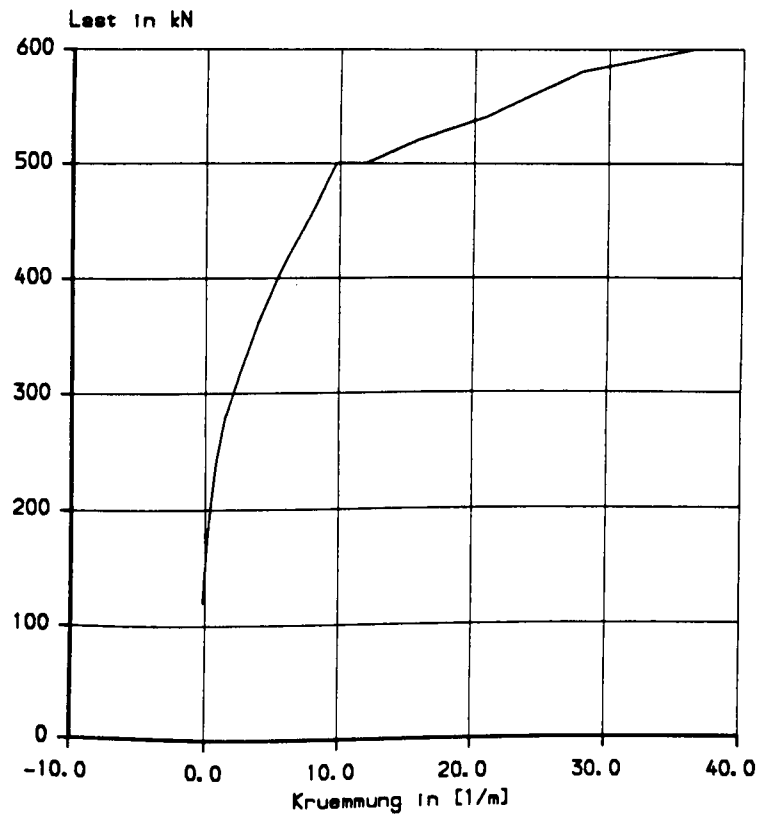
Anlage A80: Versuch TV-7: Betonstauchungen an der Balkenoberseite im Bruchversuch



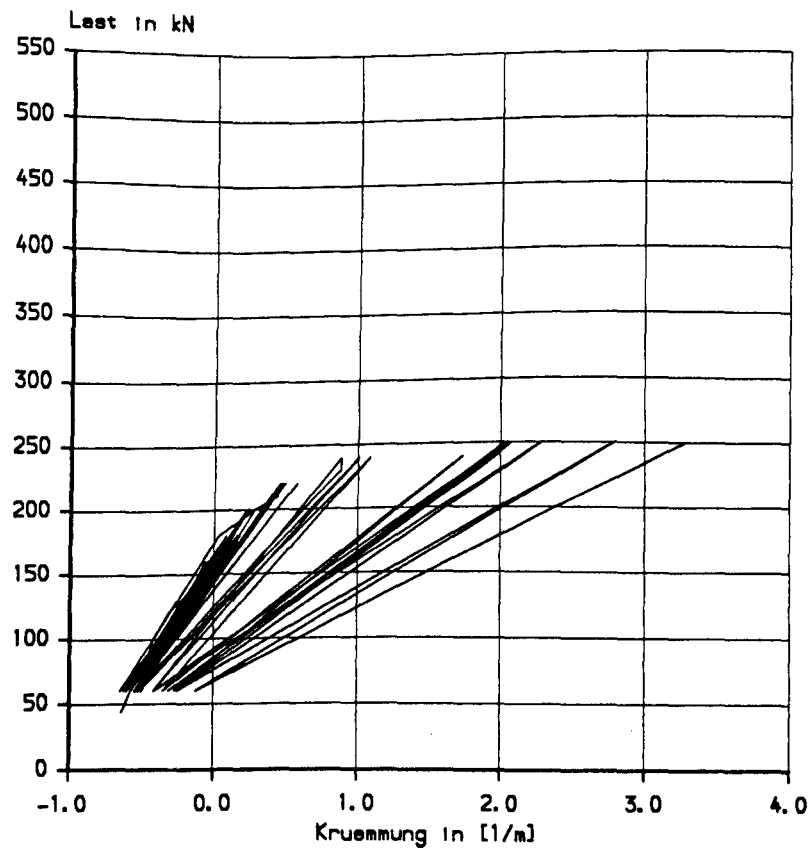
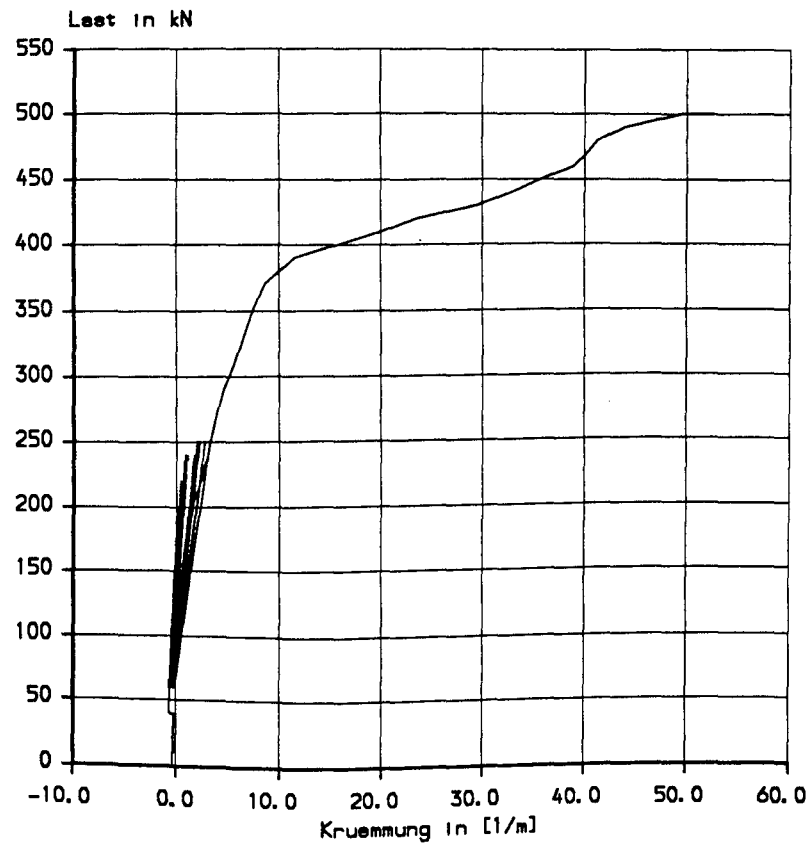
Anlage A81: Versuch TV-8: Betonstauchungen an der Balkenoberseite bei Schwellbeanspruchung



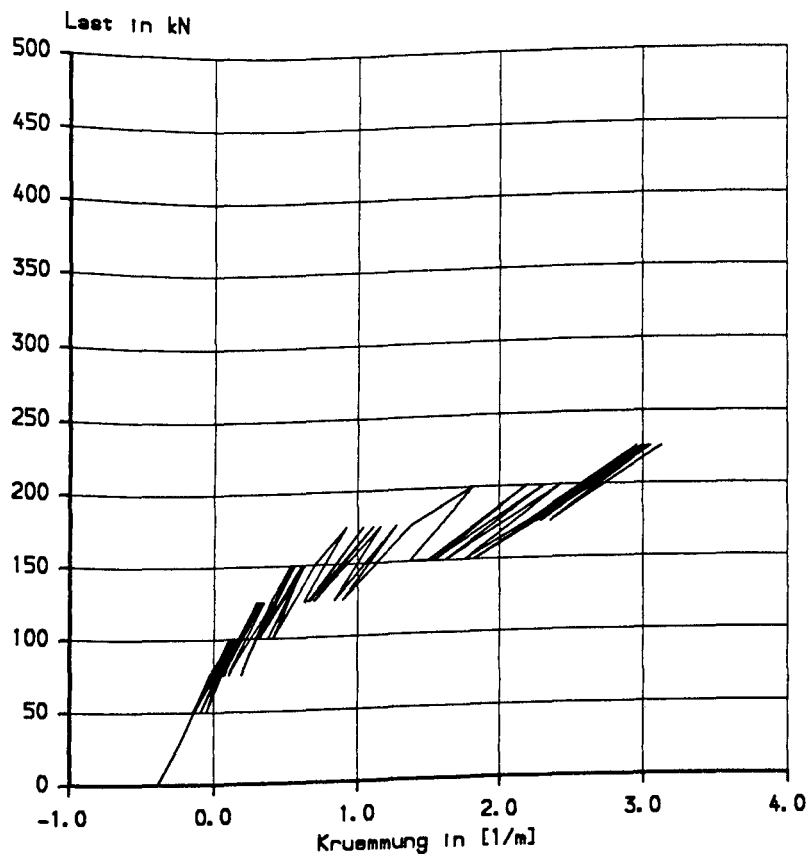
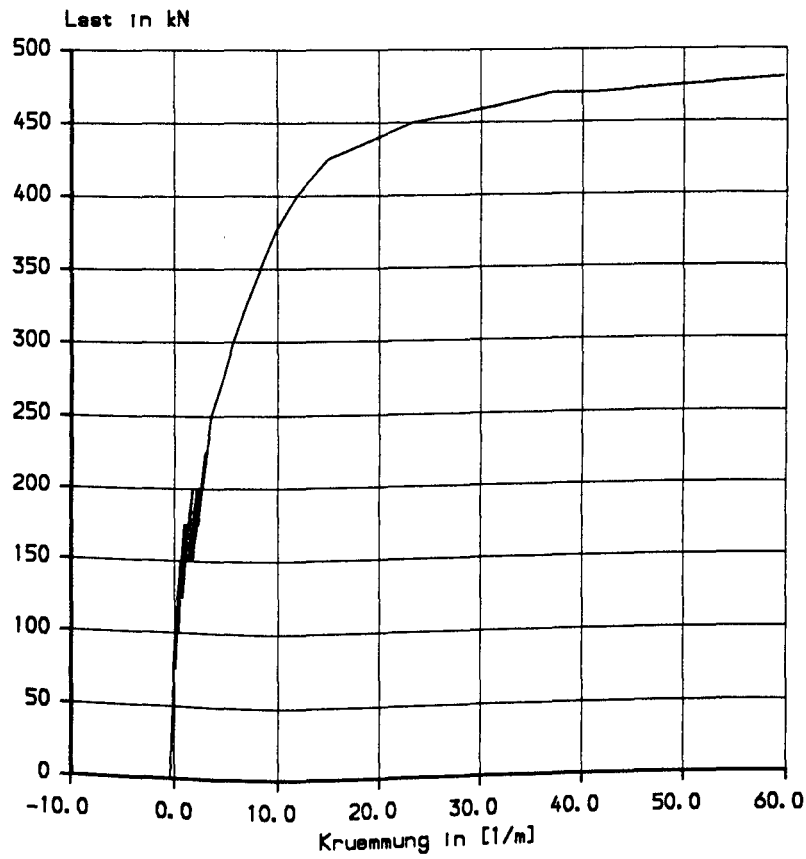
Anlage A82: Versuch OV-5: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen
oben: Gesamtdarstellung unten: Schwellversuch



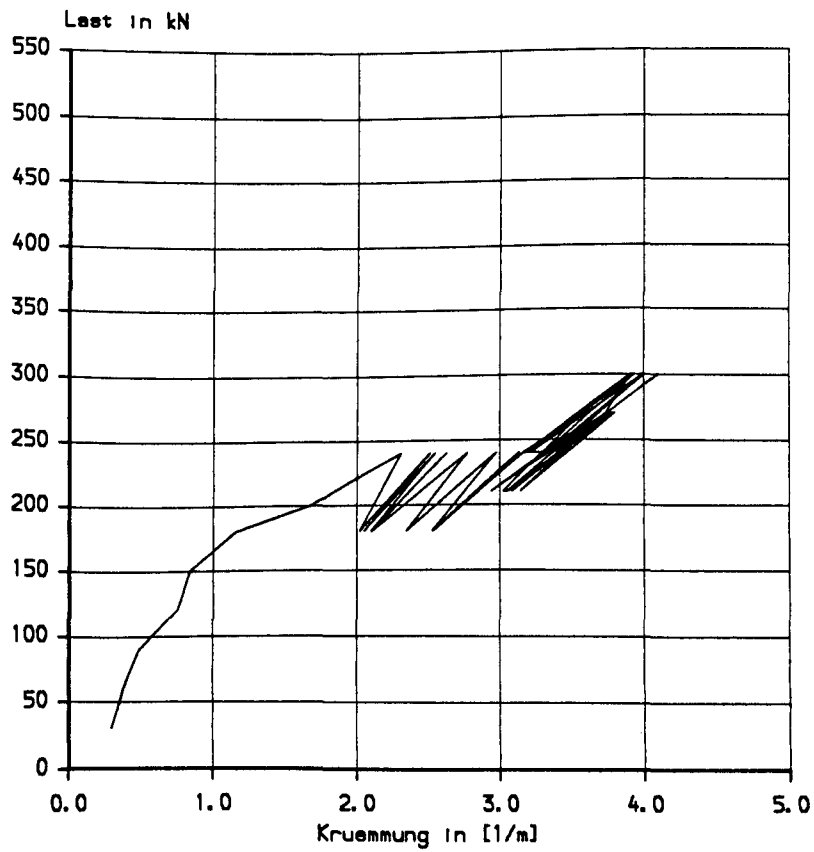
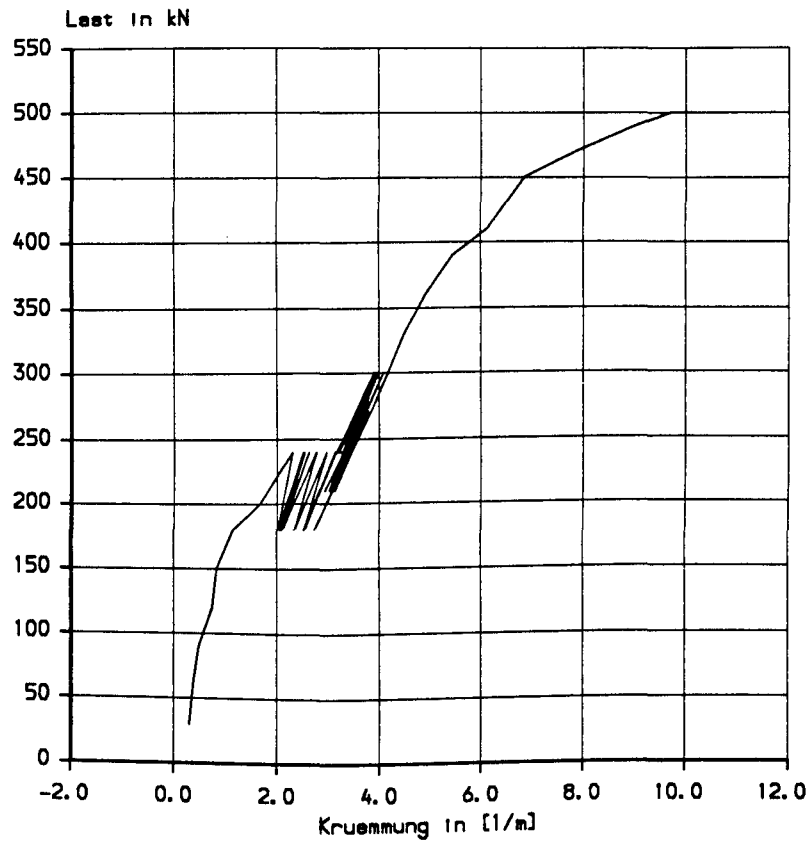
Anlage A83: Versuch OV-6: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen, Bruchversuch



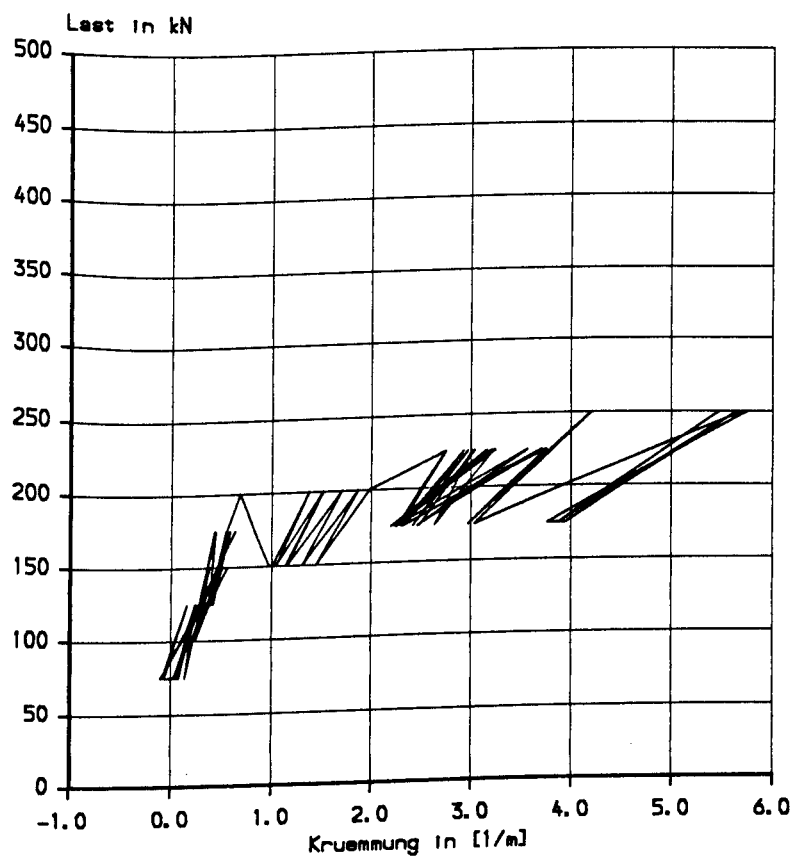
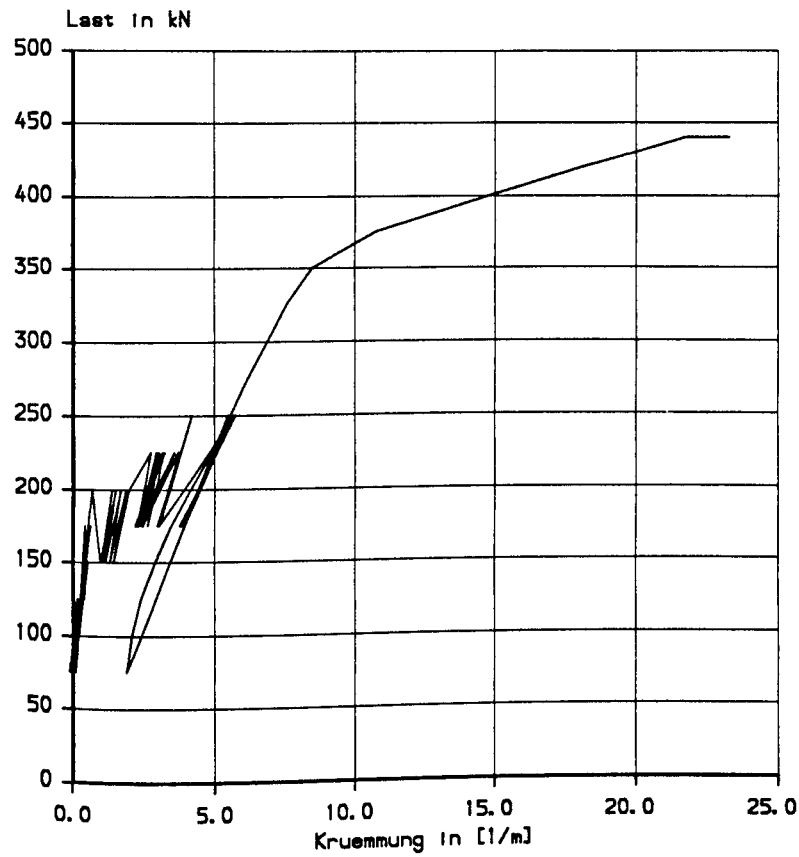
Anlage A84: Versuch OV-7: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen
oben: Gesamtdarstellung unten: Schwellversuch



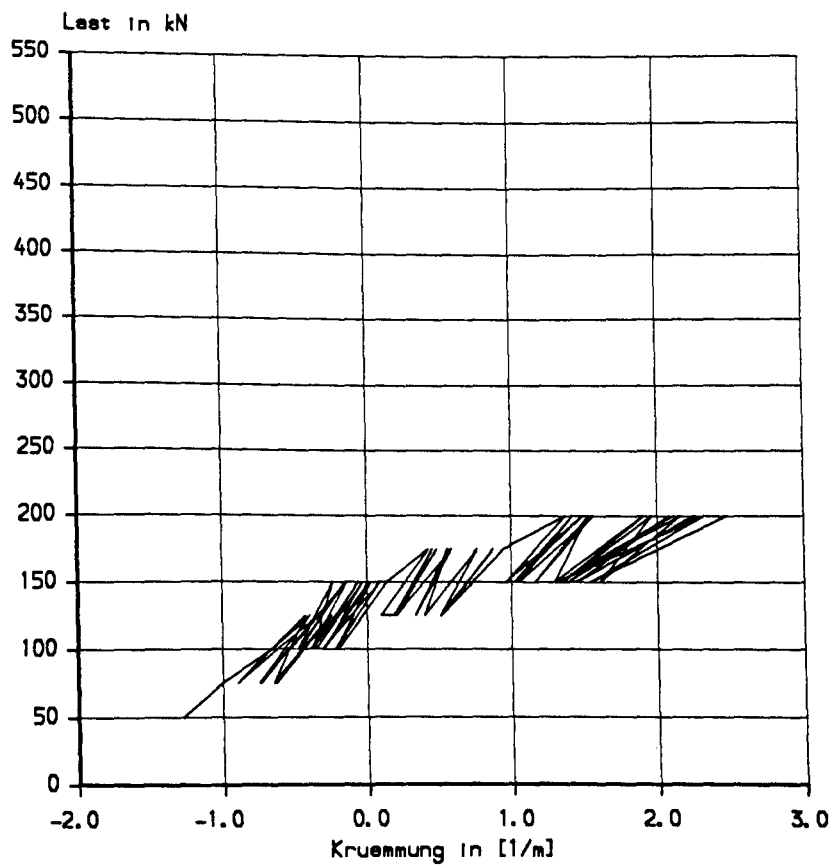
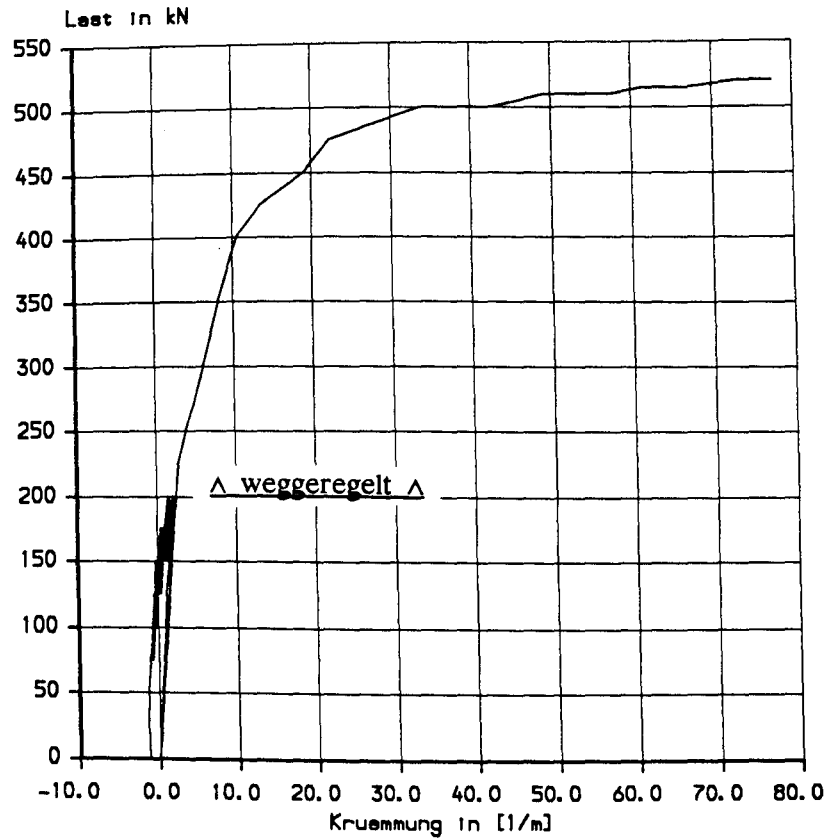
Anlage A85: Versuch TV-4: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen
oben: Gesamtdarstellung unten: Schwellversuch



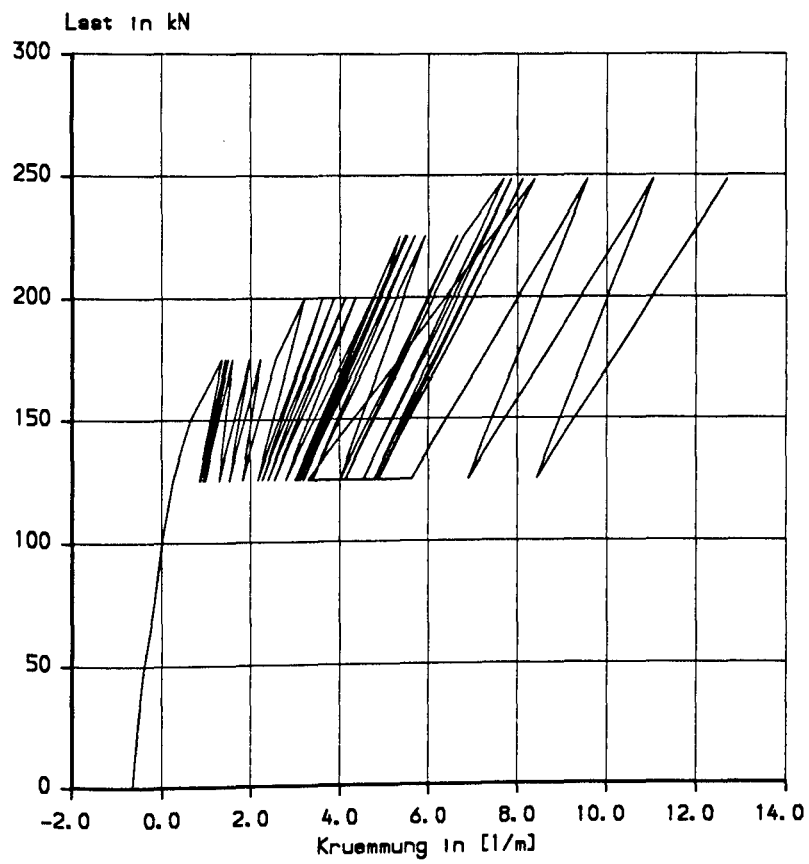
Anlage A86: Versuch TV-5: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen
oben: Gesamtdarstellung unten: Schwellversuch



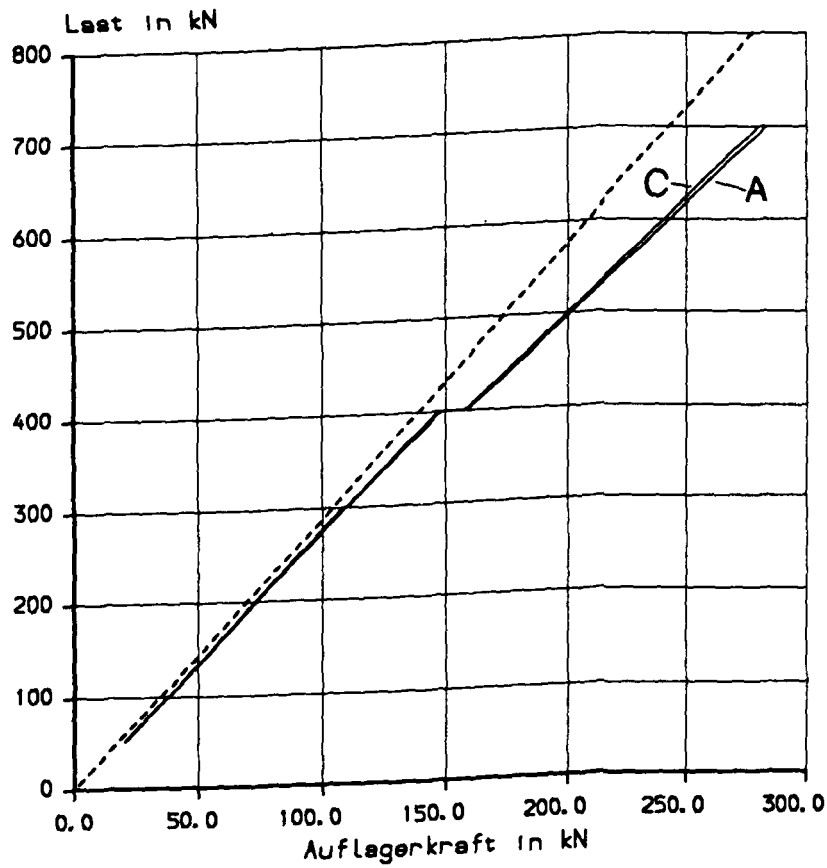
Anlage A87: Versuch TV-6: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaflager, ermittelt aus den Betonrandverformungen
oben: Gesamtdarstellung unten: Schwellversuch



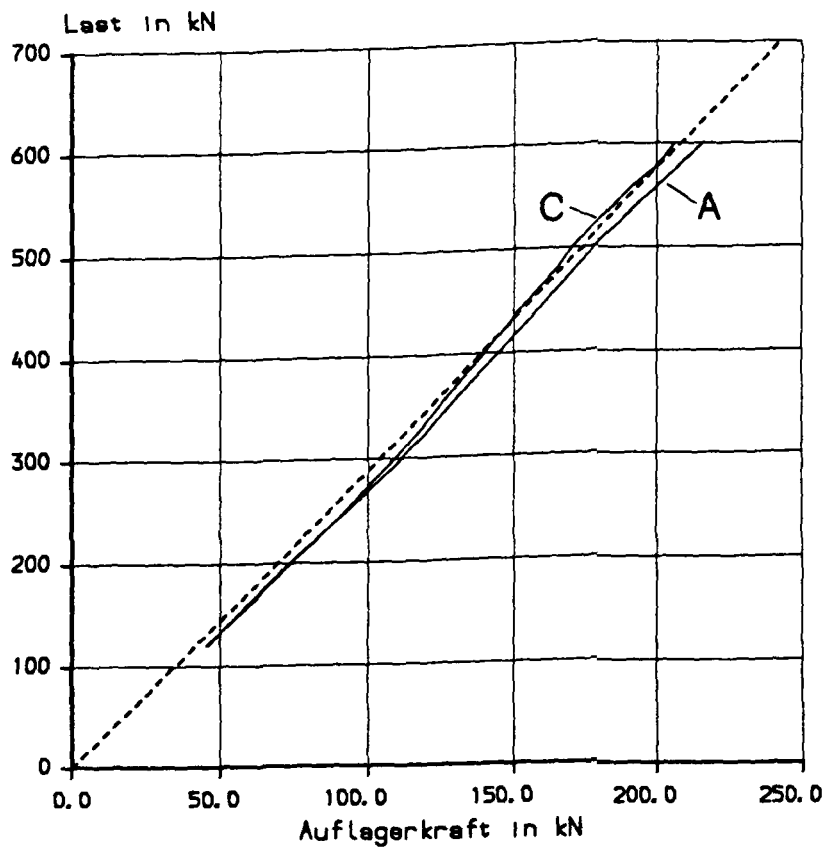
Anlage A88: Versuch TV-7: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen
oben: Gesamtdarstellung unten: Schwellversuch



Anlage A89: Versuch TV-8: Last - Krümmungsverlauf über dem Mittelaufleger, ermittelt aus den Betonrandverformungen, Schwellversuch

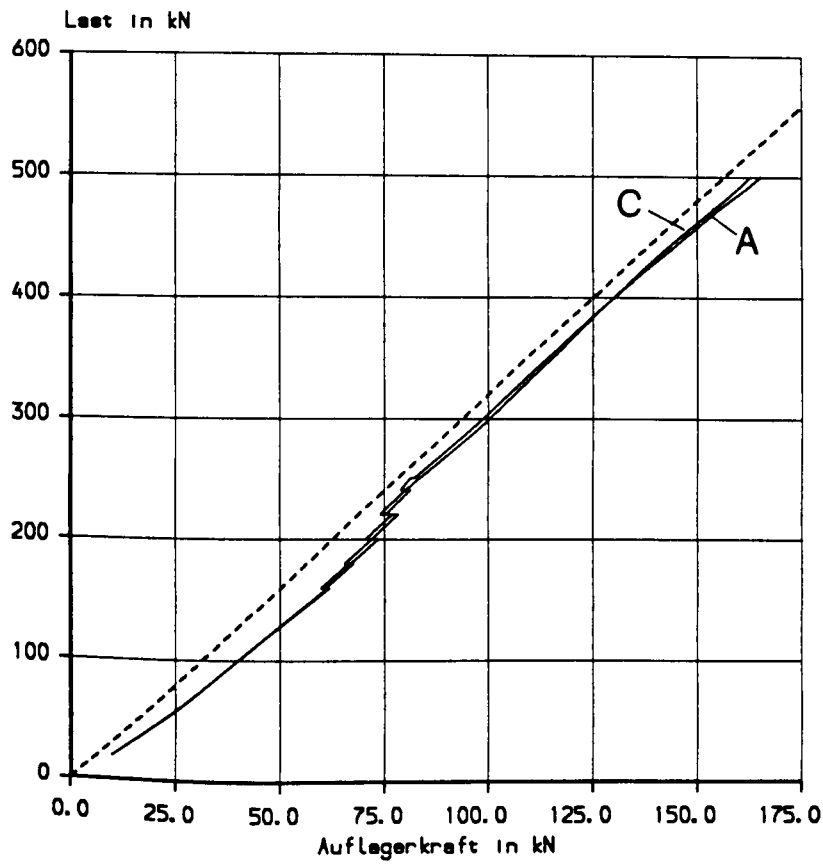


Versuch OV-5

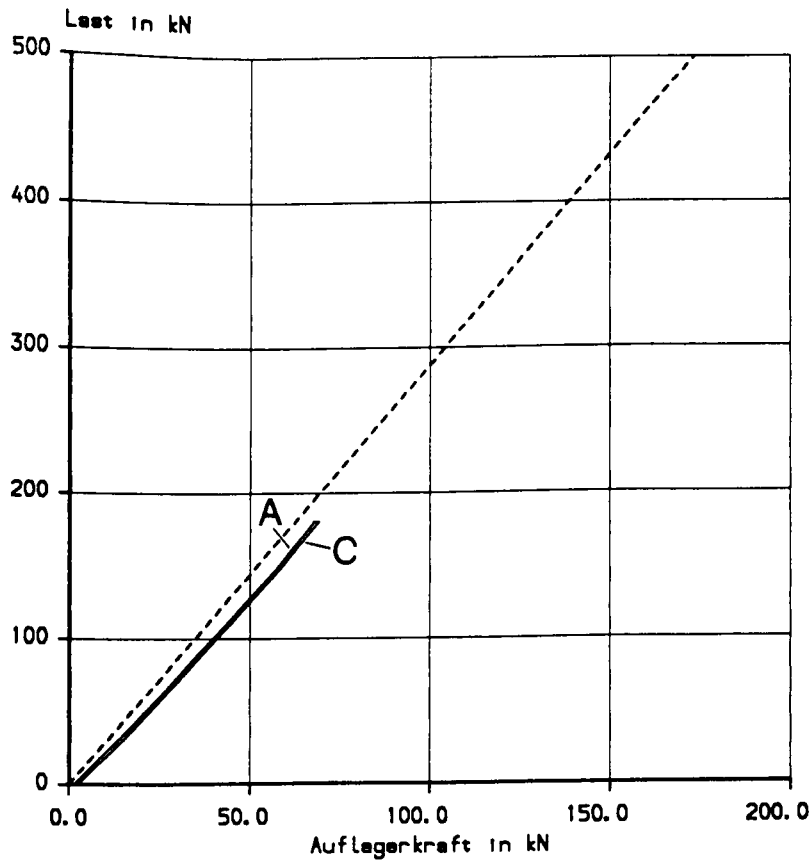


Versuch OV-6

Anlage A90: Gemessene Auflagerkräfte der Randaufleger A und C beim Zweifeldträger; gestrichelte Gerade: Berechnung nach E. Theorie ohne Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung

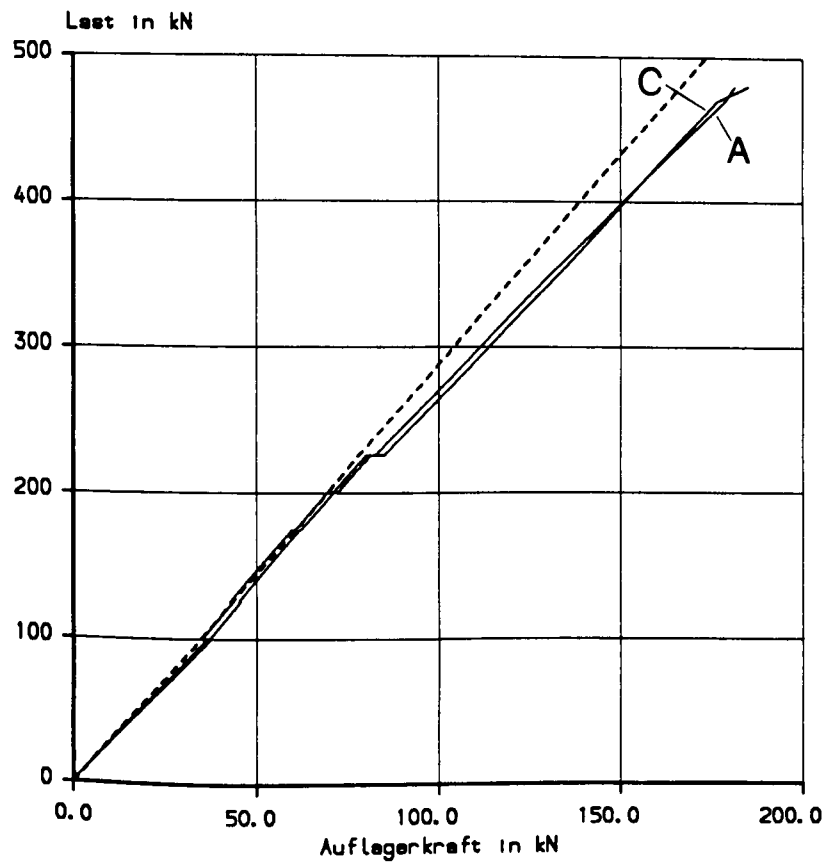


Versuch OV-7

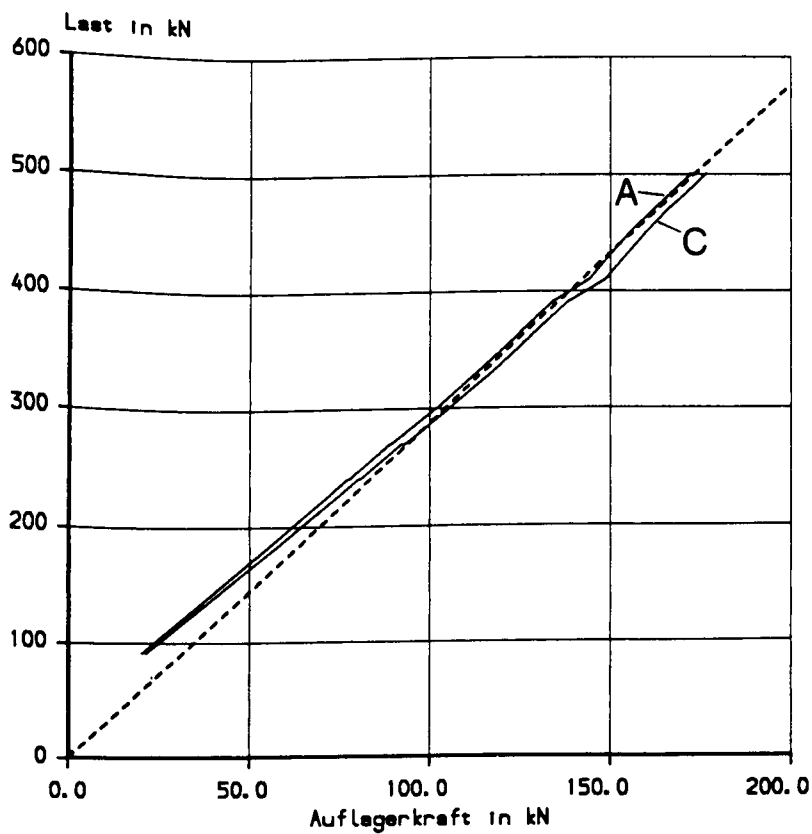


Versuch TV-3

Anlage A91: Gemessene Auflagerkräfte der Randauflager A und C beim Zweifeldträger; gestrichelte Gerade: Berechnung nach E. Theorie ohne Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung

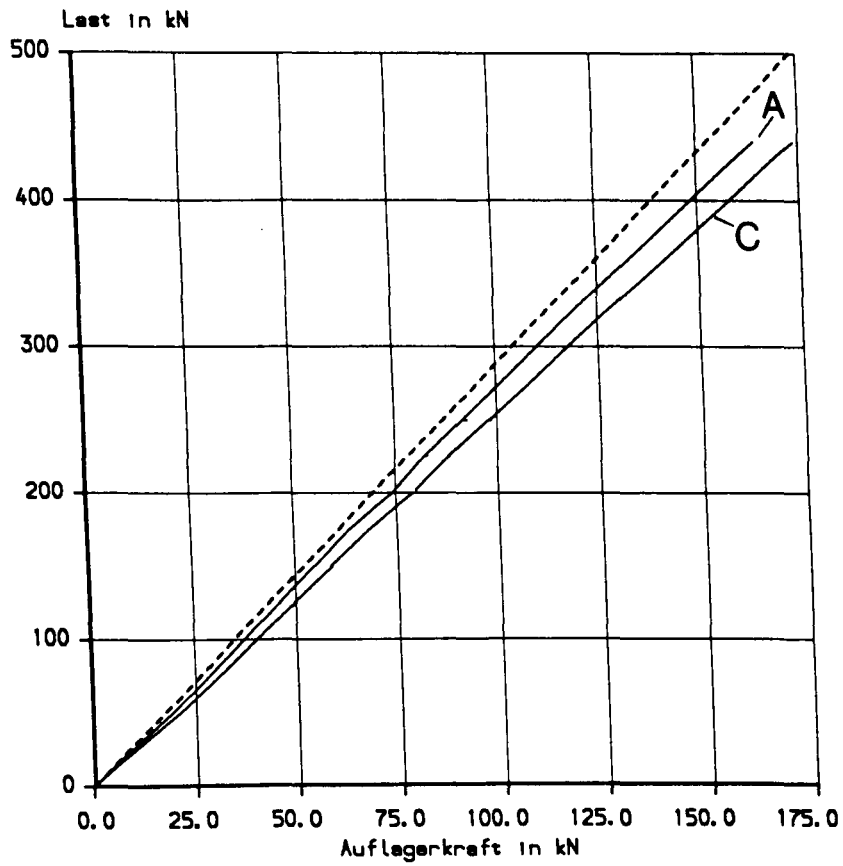


Versuch TV-4

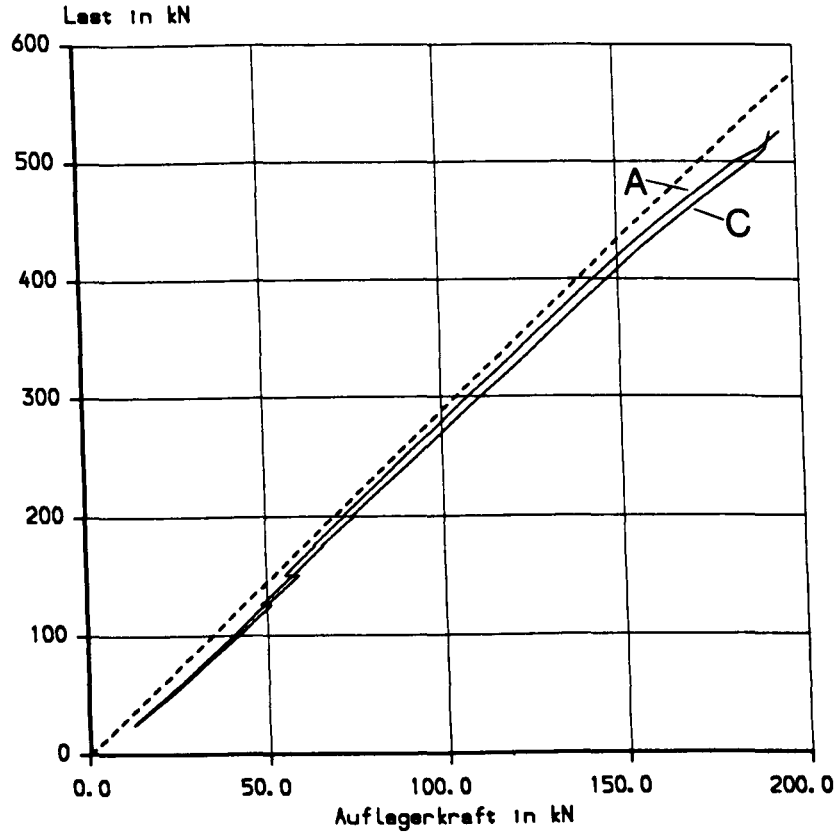


Versuch TV-5

Anlage A92: Gemessene Auflagerkräfte der Randaufleger A und C beim Zweifeldträger;
gestrichelte Gerade: Berechnung nach E. Theorie ohne Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung



Versuch TV-6



Versuch TV-7

Anlage A93: Gemessene Auflagerkräfte der Randaufleger A und C beim Zweifeldträger; gestrichelte Gerade: Berechnung nach E. Theorie ohne Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen aus Vorspannung

7090-94 ! 00m-

13. DEZEMBER 1990